

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

NO 13.

XIII. Jahrgang 1916.

Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona. (Schluß aus No. 11.)

Architekt: Stadtbauinspektor Heil. Innere Einrichtung: Direktion des Wasserwerkes. Entwurf und Ausführung der Baukonstruktion: Ob.-Ing. A. Langweil i. Fa. H. C. Hagemann, G. m. b. H. in Hamburg-Altona.
(Hierzu die Abbildungen S. 101 und einige Ansichten in nächster Nummer.)



ür die konstruktive Durchbildung der einzelnen Bauteile, sowie die Wahl des Baumaterials war das durch betriebstechnische und architektonische Forderungen bedingte Bauprogramm maßgebend.

Da im Gebäude ein großer Luftfeuchtigkeitsgehalt zu erwarten war, verbot sich die Ver-

körper. (Abb. 7, S. 100). Die durch Abgrabung geschaffene rd. 1,50 m über Erdgeschoßflur liegende Plattform, auf welche später die Filterbottiche zu stehen kamen, mußte bei Herstellung der davorliegenden Stützmauer möglichst unbeschädigt erhalten bleiben, was durch Schlagen einer vorläufigen Spundwand erzielt wurde (siehe Abbildung 8 a. f. S.).

Um den rissefreien Bestand des Bauwerkes zu sichern, wurde durch Anlage einer ganzen Anzahl von Dehnungsfugen der Längenänderung des Betons Rechnung getragen. Zunächst wurde, mit Rücksicht

wendung frei zu Tage tretender Eisenkonstruktionen; aber auch eine Zementmörtel-Ummantelung derselben gewährleistet nicht ausreichende Sicherheit gegen Rostgefahr. Die Rohwasserbehälter, von großer Flächenausdehnung, liegen ganz im Freien ohne Schutz gegen Einflüsse der Wärmeschwankungen und der atmosphärischen Niederschläge; sie haben im Gegenteil gewissermaßen selbst den Dachabschluß des Gebäudes zu bilden. Die 12 kreisrunden Doppelbottiche, in welchen das eigentliche Filterverfahren vor sich geht, sollen dauernden Bestand, ohne Bedarf eines Unterhaltungsanstreiches gewährleisten, da die Ausführung eines solchen infolge der eigenartigen Konstruktion der ineinandergebauten zwei Behälter nur bei teilweiser Auseinandernahme möglich wäre. Diesen Forderungen ist — wie kein anderer Baustoff — der Eisenbeton in jeder Hinsicht gewachsen; er erweist sich nicht nur im höchsten Grade als anpassungsfähig, sondern auch wohlfeil. *)

Das auf dem Gebiete der Wasserfiltration neue Verfahren bedingte eine ganze Reihe eigenartiger Eisenbetonkonstruktionen. (Vergl. hierzu die Uebersichtszeichnungen des Baues, Abb. 1—3, in No. 11).

Die Gründung des Bauwerkes bot, infolge des gleichartigen, in frostfreier Tiefe erreichbaren tragfähigen Sandes keinerlei Schwierigkeiten. Nur der Turmbau forderte, infolge der großen in 8 Punkten zusammengefaßten Lasten recht kräftige Fundament-



Abbildung 17. Südwest-Ansicht des Filter-Gebäudes.

*) Es sei beispielsweise nur angeführt, daß die 12 kreisrunden Filterbottiche in Eisenbetonkonstruktion rd. 25 000 M., in Eisenkonstruktion jedoch rd. 30 000 M. kosten sollten. Hinzu kämen beim eisernen Bottich noch die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten, deren Ausführung mit großen Kosten und Betriebsstörungen verbunden gewesen wäre.

irgend eines Metalles gelungen. Für die innerhalb der Flügelbauten angeordneten Dehnungsfugen wurde eine Konstruktion gewählt, welche die bei der allgemeinen üblichen Fugenausbildung notwendige Unterbrechung der Betonierungsarbeit vermeidet. Da die Gebäudefugen sehr dicht liegen, war dieses Ziel erstrebenswert; Abbildung 12 zeigt, in welcher Weise dasselbe erreicht wurde. Auf die ganze Fugenlänge wurde ein U-förmig gebogener Zinkstreifen eingelegt und vorläufig mit Nägeln an der Schalung befestigt. Beim Betonieren wurde darauf geachtet, daß der Beton zu beiden Seiten des Zinkstreifens gleich hoch stand, sodaß keine Verschiebung des letzteren eintreten konnte. Die Fuge wurde nach der Ausschla-

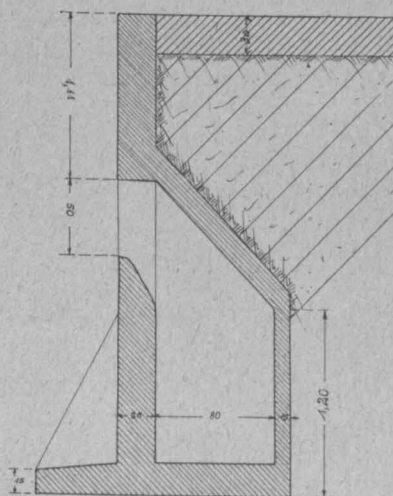


Abbildung 8a und b.
Verbindung von Stützmauer und
Heizkanal.
Links: normales Profil;
Rechts: Profil mit Ausströmungsöffnung.

Die Konstruktion der Flügelbauten zeigt die unter dem Behälterboden liegenden Längsträger, welche ihre Belastung auf rd. 3,60 m von einander entfernten Steifrahmen übertragen. Die Umfassungswände des Bauwerkes wurden zwecks guter Isolierung des nur mäßig geheizten Raumes, als Doppelwände ausgebildet; es war nahelegend, die innere Wandschale als Druckgurtplatte des Steifrahmenständers in Eisenbeton auszuführen. Im übrigen bietet die Konstruktion nichts Neues; es sei nur noch auf die Ausbildung des am Steifrahmenriegel angehängten rechtsseitigen Längsträgers aufmerksam gemacht, der einerseits die Schiene des Laufkranes trägt, andererseits auch zur Befestigung der Transmission dient, welche die Kraftübertragung auf das Getriebe der einzelnen Filterbottiche besorgt. (Siehe Abbildung 5 in No. 11).

Von den Konstruktionen der Flügelbauten dürfte noch die Winkelstützmauer von Interesse sein, welche die Bottichplattform gegen den tiefer liegenden

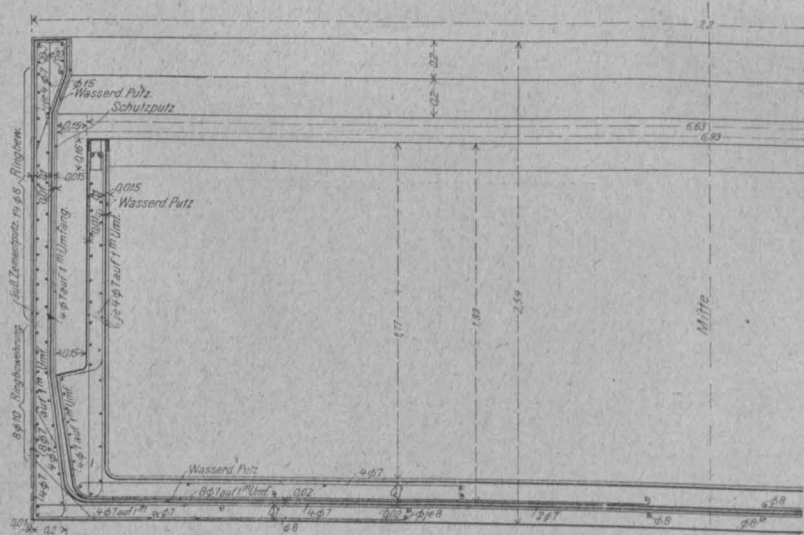


Abb. 13.
Halber
Querschnitt
durch einen
Filter-
Bottich mit
Angabe der
Eisen-
Einlagen.
Maßstab
1 : 40.

Erdgeschoßflur abschließt, und in eigenartiger Weise mit dem, Heizzwecken dienenden, Kanal in Verbindung gebracht ist. (Siehe Abbildung 8).

Etwas ausführlicher sei auf die Baukonstruktion der Filterbottiche eingegangen. (Siehe Abbildung 13 hierüber und Abbild. 14 und 15, S. 101). Jeder Filter-Bottich wird aus zwei ineinandergebauten kreisrunden Behältern gebildet, welche im unteren Teil dicht zusammenstoßen, im oberen Teil einen 15 cm breiten, rd. 1,2 m hohen Zwischenraum freilassen. Sowohl die innere als auch die äußere Behälterschale mußte vollkommen wasserdicht sein. Die vielen in den Behälter einmündenden Rohrstutzen (siehe Rohrplan, Abbildung 1—3 in No. 11) mußten mit großer Genauigkeit und vollständig wasserdicht einbetoniert

Wasserwerksverwaltung — eine Montageplatte benutzt, auf welcher die mit Paßstücken versehenen Anschluß-Stutzen vorläufig festgeschraubt waren. Dank dieser Lösung ergab sich bei dem späterhin erfolgten Einbau des übrigen Rohrsystems (Abbildung 14 und 15) eine ausreichende Genauigkeit.

Abb. 9 a. Grundriß.

Abb. 9 b. Schnitt a-b. Abb. 9 c. Schnitt c-d.

Abb. 9 a. Grundriß.
Abb. 9 b. Schnitt a—b. Abb. 9 c. Schnitt c—d.

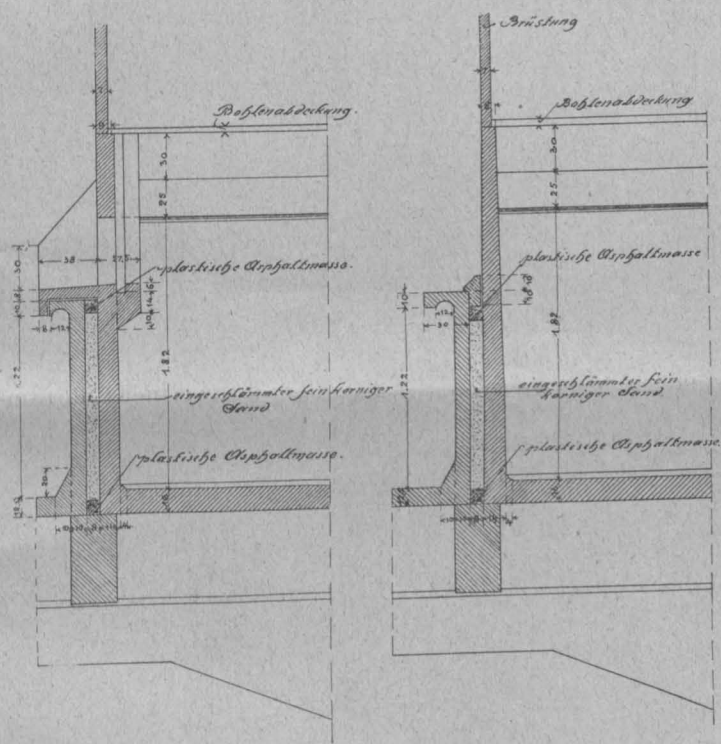


Abbildung 9 a—c. Dehnungsfugen zwischen Winter- und Sommer-Behälter.

Türschwelle

plastische Kieselmasse

5 cm

10 cm

eingeschlämmter feinkörniger Sand

plastische Kieselmasse

Abb. 10. Dehnungsfuge zwischen Turmbau
und Winterbehälter.

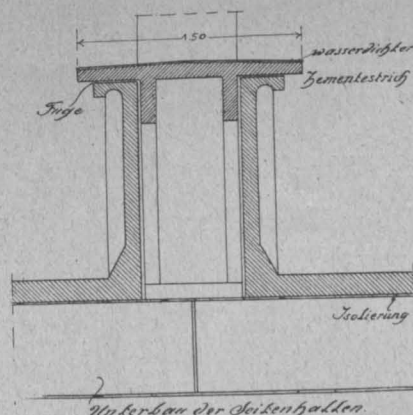


Abb. 11. Kontrollgang zwischen den einzelnen Sommerbehältern.

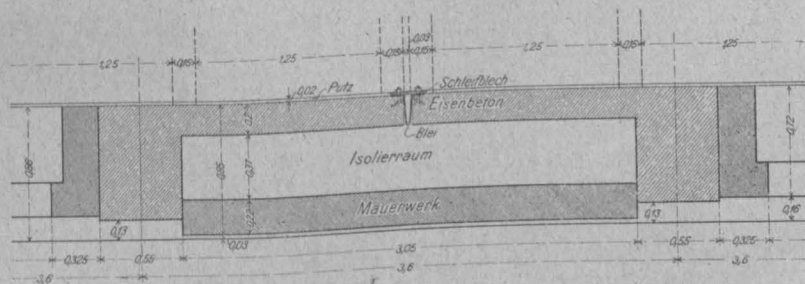


Abbildung 12. Ausbildung der Dehnungsfugen innerhalb der Flügelbauten des Filter-Gebäudes.

Hierauf wurde an der Wandung des fertigen äußeren Behältermantels die äußere Schalung für den inneren Behälter aufgehängt und nach Betonierung der zweiten Sohle, Flechtung der Eisenbewehrung und Aufstellen der inneren Schalung der innere Behälter fertiggestellt und gleichfalls wasserdicht verputzt.

aus, auf welchen die gesamten recht bedeutenden Belastungen, herrührend vom Dach, dem Reinwasserbehälter und den Nutzlasten des Bürogeschosses ruhen. Abb. 16, S. 100 zeigt die Eisenbewehrung dieser als Stockwerksrahmen berechneten Traggebilde.

Zum Schluß seien noch einige Angaben über Baukosten und Ausführungszeit gemacht. Die Baukosten für die schlüsselfertige Herstellung des Gebäudes betrugen rd. 700 000 M. Die sämtlichen Eisen-

H. C. Hagemann G. m. b. H. Hamburg-Altona, geliefert. Die Leitung beim Entwurf und der Ausführung der Baukonstruktion lag in den Händen des Ob.-Ing. A. Lang weil gen. Firma. Dem Bauinspektor

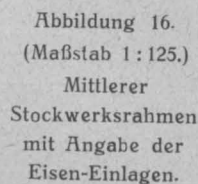
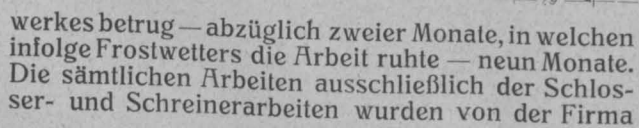


Abbildung 7
(unten).
Fundamentplan
des Mittelbaues
der Vorderseite
(Ostseite)
mit Angabe der
Eisen-Einlagen
(Maßstab 1 : 150).
Grundriß, Ansicht
und
Querschnitt A—B.



Einige Aufnahmen des fertigen Baues zeigen die Abbild. 17—19, die z. T. in No. 14 nachfolgen. —



ehr umfangreich sind die Fragen und Beantwortungen, welche die Anwendung und Bewährung des Eisenbetons im Eisenbahn-Hochbau betreffen, wobei nur solche Hochbauten in Betracht gezogen wurden, an welche der Eisenbahnbetrieb besondere Anforderungen stellt.

Aus der Beantwortung der ersten Frage nach Ausdehnung der Anwendung und allgemeiner Bewährung, die von 29 Verwaltungen beantwortet worden ist, geht zunächst hervor, daß alle mit der Eisenbetonbauweise bisher gute Erfahrungen gemacht haben. Sie ist angewendet worden zu Wassertürmen, Stellwerksgebäuden, Güter-, Umlade-, Wagen- und Lokomotiv-Schuppen, zu Werkstatt- und Magazin-Gebäuden, Verladebühnen und -Rampen, Kohlenbunkern und sonstigen Bekohlungs-Anlagen, Gründungen für Drehscheiben, auch zu Decken in Wartesälen, sowie zu Bahnsteigdächern und -Hallen. Besonders umfangreiche Anwendungen finden sich u. a. in Nürnberg, Breslau (große Werkstätten), Leipzig (Querbahnsteig-Hallen*).

Im Allgemeinen wird der Eisenbetonbauweise „wegen geringerer Kosten oder rascher Ausführbarkeit, großer Haltbarkeit, erhöhter Feuer-sicherheit und Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse“ gegenüber anderen Bauweisen der Vorzug gegeben, besonders, wenn angenommen werden kann, daß die Bauwerke längere Zeit ohne Veränderung bestehen bleiben können. Dagegen kommt die Auffassung zum Ausdruck, daß nachträgliche Veränderungen große Schwierigkeiten bereiten und die Verstärkung einzelner Teile fast unmöglich ist. Der gute Erfolg ist aber abhängig von besten Baustoffen und gewissenhaftester Ausführung.

Ueber die Unterhaltungskosten im Vergleich zu anderen Bauweisen geht die Meinung der Mehrzahl der 12 antwortenden Verwaltungen dahin, daß sie nur gering seien, doch liegen noch keine ausreichenden Erfahrungen vor.

Eine weitere allgemeine Frage ist die nach dem Verhalten gegen Außenluft abschließende Wände und Decken gegen klimatische Einflüsse und hinsichtlich Schalldichtheit, sowie nach etwa notwendig gewordenen besonderen Schutzvorkehrungen und Isolierungen. Die Erfahrungen sind hier verschieden, doch auch überwiegend günstig, sodaß in der Berichts-auffassung zum Ausdruck kommt, „daß es scheinen möchte, als ob bei Eisenbetonwänden und -Decken genügender Schutz gegen klimatische Einflüsse ohne besondere Maßnahmen vorhanden ist“. Gegen Schweißwasserbildung in Wohnräumen und Büros sind allerdings besondere Maßregeln erforderlich, ebenso Vorkehrungen gegen Temperatur-Einflüsse bei freistehenden dünnwandigen Wasserbehältern. Solche Schutzmaßregeln sind in vielen Fällen von vornherein ergriffen worden. Auch bezüglich Schalldichtheit spricht sich die Mehrzahl der antwortenden Verwaltungen günstig aus.

Erfahrungen über den Grad der Feuer-sicherheit konnten bisher noch nicht gewonnen werden.

Die Abdeckung der Dachflächen von Eisenbetonbauten ist vorwiegend aus Dachpappe erfolgt und zwar mit gew. Dachpappe oder Ruberoid. Beide haben sich in doppellagiger guter Ausführung bewährt, bei steilen Dächern Ruberoid besonders. Ein Aufnageln der unteren Papplage auf Bimsbeton erscheint bei genügend

dickflüssiger Klebmasse nicht erforderlich. Bei sehr steilen Dächern, wo eine Abdeckung nicht angebracht werden kann, ist wasserdichter Putz mit dichtem Anstrich schon ein genügender Schutz. Holzzement- und Ziegeldächer sind auf besondere Fälle zu beschränken.

Von allgemeinem Interesse ist auch die Frage, ob Eisenbetondecken unmittelbar als Fußboden verwendet werden können und welche Fußbodenbeläge in Werkstätten und Lagerräumen sich empfehlen. Von 20 Verwaltungen sprechen sich nur 2 für die unmittelbare Anwendung der Decken als Fuß-

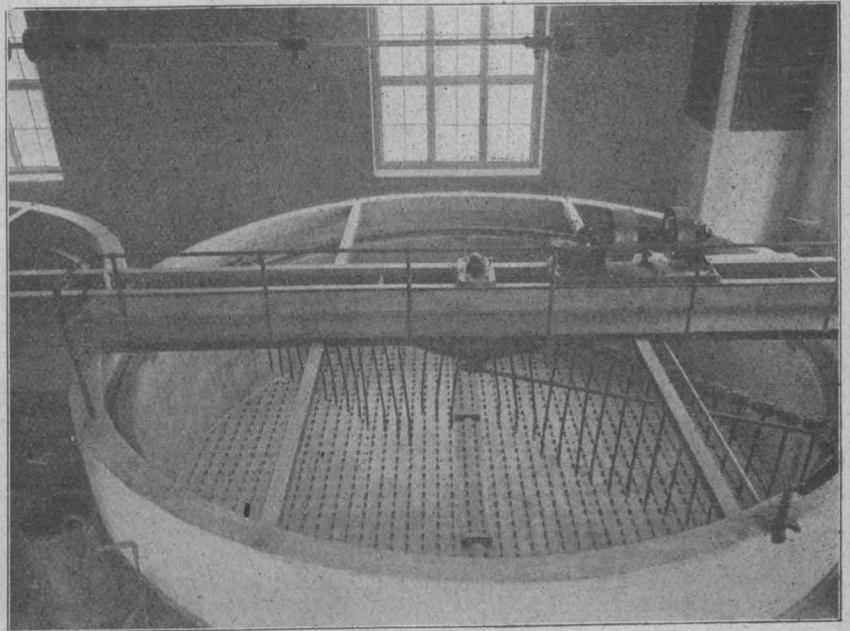


Abb. 15. Filterbottich fertig zum Einlegen des Kiesel.

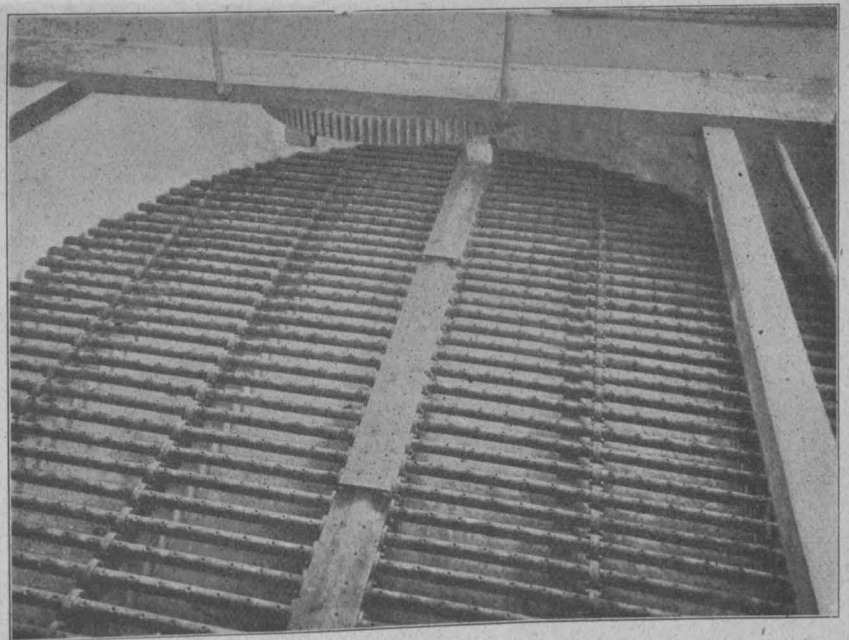


Abb. 14. Rohrverteilungssystem fertig eingebaut.
Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona.

böden aus, 8 halten sie für unzweckmäßig, 5 halten sie nur in Räumen untergeordneter Bedeutung für zulässig, die übrigen hatten keine Erfahrungen. Als Belag wurde vorwiegend Asphalt erfolgreich benutzt in seinen verschiedenen Verwendungsformen, aber auch Zementestrich wurde vielfach verlegt, häufig auch Holzpflaster bzw. Holzdielung. Andere Belagmittel sind in Räumen, in denen schwere Gegenstände zu handhaben sind, zu wenig widerstandsfähig.

Die übrigen Fragen beziehen sich auf die besonderen Anwendungen zu Konstruktionen im Eisenbahnbau.

Bahnsteigdächer und kleinere Hallen wurden

*) Vergleiche Mitteilungen Jahrgang 1912 S. 65 ff.

bisher in den Bezirken Köln, Elberfeld, Essen, Erfurt, Frankfurt a. M., Mainz ausgeführt, die sich alle gut bewährt haben und nur geringe Unterhaltungskosten erforderten, größere Bauten dieser Art sind bisher nur in Bayern und Sachsen geschaffen worden und sind noch zu neu, um ein Urteil über ihre Bewährung abgeben zu können. Gute Entwässerung der Dachflächen namentlich in der Längsrichtung ist zu beachten, und auf die Herstellung von Dehnungsfugen ist Rücksicht zu nehmen.

Bezüglich Anwendung und Bewährung des Eisenbetons zu größeren Güterschuppen und mehrgeschossigen Lagerhäusern können die Eisenbahn-Verwaltungen nur vereinzelte Beispiele anführen, sodaß ein abschließendes Urteil noch nicht vorliegt. Für Schuppen werden als Vorteil angeführt: einheitliche Bauweise, Ueber-spannung weiter Räume ohne Zwischenstützen, leichte Ausführung weit ausladender Vordächer, geringe Unterhaltungskosten, große Feuersicherheit. Als Nachteil wird angeführt, daß Güterschuppen bei Bahnhofserweiterungen häufig wieder abgebrochen werden müssen, was bei Holz- oder Eisenbau leichter möglich ist. Auch die schwierige Umgestaltung und Erweiterung wird als Nachteil hervorgehoben. Sehr günstig lautet das Urteil dagegen hinsichtlich Ladebühnen, Verladerrampen, namentlich auch für Vieh in Bezug auf Billigkeit im Bau und Unterhaltung, namentlich bei schlechtem Baugrund, und auf Verminderung der Seuchengefahr.

Bezüglich des Baues von Lokomotivschuppen in Eisenbeton ist die Zahl der Ausführungen noch sehr beschränkt, die Erfahrungen sind widersprechend. Auch die Frage, ob die Rauchgase den Eisenbeton in geschlossenen Räumen angreifen, steht noch offen.

Die Einfriedigung von Kohlenlagerplätzen in Eisenbeton hat sich auch hinsichtlich des Widerstandes gegen Abnutzung bewährt, die Anwendung zu Kohlenrutschen und -Bunkern ist noch zu neu zu einem abschließenden Urteil.

Ein wichtiges Kapitel ist die Anwendung des Eisenbetons im Werkstättenbau. Wo er dort zu Teilen, oder im Ganzen angewendet worden ist, hat er sich im Allgemeinen gut bewährt. Für die Anbringung der Transmissionen usw. ist aber von vornherein in geeigneter Weise Sorge zu treffen, da nachträgliche Anbringung Schwierigkeiten bereitet und jedenfalls nur mit großer Vorsicht vorgenommen werden darf, damit nicht ein schädlicher Eingriff in die Konstruktion erfolgt.

Ueber Eisenbeton-Rauchkanäle und -Schornsteine äußert sich der Bericht dahin, daß sich Rauchkanäle in Eisenbeton für zentrale Rauchabführungen wegen ihres hohen Gewichtes und der dadurch bedingten starken Dachbelastung oft von vornherein nicht eignen. Wo solche Kanäle ausgeführt worden sind, war ihre Lebensdauer infolge der schädlichen Einflüsse der Rauchgase

und der Witterung meist nur eine kurze. Die Sächsische Eisenbahn-Verwaltung, die seit etwa 8 Jahren solche Kanäle in Heizhäusern und Werkstätten in umfangreichem Maße herstellte, hat sehr schlechte Erfahrungen gemacht. Der Bericht schiebt die Zerstörung der Rauchkanäle nach wenigen Jahren auf die Bildung von Rissen an den Innenwandungen infolge des z. T. sehr schroffen Temperaturwechsels, die dann den schwefligsauren Gasen den Zutritt zur Drahteinlage gewährten, die sie nun zerstörten. Im Gegensatz dazu hat die bayerische Eisenbahn-Verwaltung bei Lokomotivschuppen in Augsburg und Lindau, die seit 15 Jahren bestehen, durchaus gute Erfahrungen gemacht. Es kommt also offenbar sehr auf die besonderen Verhältnisse an. Eisenbeton-Schornsteine sind durch Eisenbahn-Verwaltungen bisher nur ganz vereinzelt ausgeführt worden. Als ein Mangel wird hier hervorgehoben, daß die Abkühlung der dünnen Betonwandungen so stark werden kann, daß die Zugwirkung darunter leidet.

Wasserbehälter und Wassertürme sind in Eisenbeton bereits vielfach hergestellt worden. Wasserbehälter sind von 14 Verwaltungen gebaut worden (meist 150 bis 300 cbm Inhalt), die sich fast durchweg günstig aussprechen, doch sei es zweckmäßig, die Behälter zur Vermeidung von Rissen nur mit geringen Beanspruchungen zu berechnen. Ein reiner fetter Zementmörtelputz genügt meist zur Dichtung, doch sind auch allerhand Zusätze und Anstriche angewendet worden. Erfahrungen über Schutzmittel gegen chemische Einflüsse des Wassers liegen nicht vor, es sind aber auch keine schädlichen Einflüsse beobachtet worden. Ueber die Zweckmäßigkeit ganzer Wassertürme in Eisenbeton gehen die Meinungen sehr auseinander. Die Frage der Wirtschaftlichkeit hängt jedenfalls sehr von den örtlichen Verhältnissen ab. Danzig hält diese bei kleinen Bottichen von 100 cbm Inhalt für besonders groß, während bei 500 cbm Inhalt schon eine Ausführung mit Eisenbehälter und -Dach auf massivem Unterbau in den Kosten gleich hoch wird. In Münster wurden gerade 2 Türme mit 750 und 1000 cbm -Behältern gebaut. Die Möglichkeit der bequemen Beseitigung der Wassertürme bei Bahnhofs-Erweiterungen wird auch gegen Eisenbetontürme ins Feld geführt.

Während es sich bei den bisherigen Anwendungsgebieten um umfangreiche Ausführungen handelt, kann man bei der Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahn-Oberbau, dem ein besonderes Kapitel der Denkschrift gewidmet ist, bisher nur von Versuchen sprechen. Und doch ist dieses Gebiet ein überaus wichtiges, denn wenn sich der Eisenbeton für Gleisschwellen bewährte, so würde sich ihm hier ein ausgedehntes Absatzgebiet eröffnen können. Handelt es sich doch hier um ungeheure Werte, die bisher vorwiegend für Holzschnellen, z. T. auch für Eisenschnellen ausgegeben

Bernhard Liebold †.

In dem am 14. Juni d. J. in Holzminden nach kurzer Krankheit im 73. Lebensjahr verstorbenen herzog. braunsch. Baurat Bernhard Liebold ist ein Vorkämpfer der Stampfbeton-Bauweise dahin gegangen*), der für ihre Anwendung in Deutschland bereits zu Anfang der 70er Jahre eingetreten ist, also zu einer Zeit, als man ihr vielfach noch mit Mißtrauen, ja ablehnend gegenüber stand, und der durch Entwurf und Ausführung bedeutender Bauten in Beton die Entwicklung dieser Bauweise wesentlich fördern half.

Sein Werdegang ist ein eigenartiger. Am 25. November 1843 in Roda (Sachsen-Altenburg) geboren, war Liebold nach mehrjähriger praktischer Bautätigkeit in seiner Vaterstadt und weiter hinaus in Sachsen 13 Jahre lang Lehrer an der herzogl. braunsch. Baugewerkschule zu Holzminden. Gleichzeitig aber befaßte er sich in umfangreicher Weise mit dem Entwurf von Wohn-, Geschäfts- und Fabrikbauten in verschiedenen Städten Rheinlands und Westfalens, daneben trat er auch noch fachschriftstellerisch hervor mit Arbeiten über Ziegeleibetrieb, Ziegelrohbau, Holzarchitektur usw. Als Vierzigjähriger gründete er dann i. J. 1873 in Holzminden die Baufirma B. Liebold & Co., der er von vornherein in bewußter Absicht die besondere Richtung nach dem Betonbau gab und aus der die heutige A.-G. B. Liebold & Co. hervorgegangen ist, an deren Spitze er gestanden hat, bis Krankheit ihn zwang, Ende 1915 die Leitung niederzulegen. Hier fand Liebold nun das richtige Arbeitsfeld für seine Fähigkeiten, und seiner persönlichen Tüchtigkeit und besonderen praktischen Veranlagung ist es in erster Linie

zu verdanken, wenn aus der sich zunächst auf einen bescheidenen Wirkungskreis beschränkenden Firma ein Großunternehmen erwachsen ist, das seine Tätigkeit erfolgreich über ganz Deutschland und darüber hinaus ausgedehnt und namentlich auf dem Gebiet des Brücken- und Talsperrenbaues Vorbildliches geleistet hat.

Liebold war einer der ersten in Deutschland, die den Betonbau im Hochbau Eingang zu verschaffen suchten. Einer seiner ersten Bauten dieser Art war ein ganz in Stampfbeton errichtetes Wohnhaus in Holzminden, allerdings ein Bauobjekt, bei welchem die Vorzüge der Betonbauweise nicht in vollem Maße zur Geltung kommen können. Das Bauwerk erregte zwar Interesse, fand aber zunächst wenig Nachahmung. Erst der 1881 ausgeführte Bau der Stärkefabrik E. Hofmann & Co. in Salzuflen, bei welchem 22 000 qm gewölbte Decken in Stampfbeton und 1600 cbm Beton für Maschinenfundamente usw. zur Anwendung kamen, gewannen der Bauweise weiteren Boden.

Mannigfaltig sind die Ausführungen, die in der folgenden Zeit von der Firma Liebold in Stampfbeton-Bauweise ausgeführt worden sind: Offene und geschlossene Behälter für Wasser, Soole u. dgl. bis zu 20 000 cbm Fassung, Schwimmbecken, Gasbehälter, Wehre, Turbinengerinne und vor allem gewölbte Brücken in immer größerer Zahl und immer steigenden Abmessungen, die größtenteils nach eigenen Entwürfen ausgeführt worden sind, bei denen mindestens aber die reichen Erfahrungen Liebolds für die Durchbildung im Einzelnen nutzbar gemacht worden sind. Von bedeutenden Brückenbauten der Firma Liebold seien hier nur erwähnt: die 1895 erbaute Donaubrücke bei Inzigkofen mit 43 m Stützweite, die 1900 errichtete, mit eisernen Gitterträgern bewehrte 40 m weit gespannte Werra-Brücke bei Meiningen, die Iller-Brücke bei Lautrach a. d. I. 1904 mit 59 m Lichtweite und 57,2 m Stützweite zwischen den Gelenken, eine der bedeutendsten bisher überhaupt ausge-

*) Vergl. die kurze Mitteilung „Deutsche Bztg.“ 1916 No. 50.

worden sind und bei deren Erneuerung immer wieder ausgegeben werden müssen. Biedermann**) schätzt für das Welt-Eisenbahnnetz am Ende des Jahres 1912 die Anlagekosten des Oberbaues auf 62 Milliarden M. und darin den Wert des Schwellenmaterials, das bei einem Welt-Verkehrsnetz von 1081488 km auf rd. 2,25 Milliarden Stück herechnet werden kann, auf 11–12 Milliarden M. Die deutschen Eisenbahnen hatten Ende des Jahres 1912 zusammen 119075 km und davon waren etwa $\frac{2}{3}$ der Gleise auf hölzerne, $\frac{1}{3}$ auf eiserne Querschwellen gelagert. Betrachtet man dagegen das Welt-Verkehrsnetz und nimmt noch die Klein- und Straßenbahnen hinzu, so ergibt sich für das Anwendungsgebiet der Eisenschwellen nur rd. 1%, im übrigen herrscht trotz seiner verhältnismäßig kurzen Lebensdauer bisher das Holz, dessen Beschaffung bei dem ungeheuren Verbrauch namentlich in den weniger walddreichen Ländern schließlich auf Schwierigkeiten stoßen muß. (Biedermann tritt allerdings für die Verwendung von Holzschwellen ein).

Der Gedanke, Eisenbeton-Schwellen zum Gleisunterbau zu verwenden, ist bereits in dem alten Monier-Patent vom Jahre 1877 enthalten. Großes Widerstandsmoment, sichere Lage infolge hohen Gewichtes (das aber bei Verwendung und Verlegung der Schwellen wieder als ein Nachteil zu betrachten ist), gute Verteilung des Druckes auf die Unterbettung, lange Lebensdauer infolge Feuer-sicherheit, Unempfindlichkeit gegen Witterungseinflüsse und Insekten sind Vorzüge, die den Eisenbetonschwellen von ihren Anhängern nachgerühmt werden, während unelastisches Fahren, Schwierigkeit einer sicheren und haltbaren Verbindung der Schiene auf den Schwellen, als ihre Hauptnachteile bezeichnet werden. In Deutschland ist man noch nicht über Versuchsstrecken hinausgekommen.

Die Fragen der Denkschrift beziehen sich auf die bisher vorliegenden Erfahrungen, die Kosten der Beschaffung, Verlegung, Unterhaltung und besonders die Bewährung in Schnellzugsgleisen; ferner auf die Befestigung der Schienen auf den Schwellen, die voraussichtliche Lebensdauer, die Zerstörungen, die sich gezeigt haben und deren Ursachen. Beantwortet haben diese Fragen nur 5 Verwaltungen (Bayern, Eisenb.-Dir. Danzig, Sachsen, Preuß. Eisenb.-Ministerium, und Ungarn). In Bayern sind Versuche mit Schwellen System Dyckerhoff & Widmann, in Danzig mit solchen nach den Angaben des Geh. Brts. Bräuning (aber nur in ganz geringem Umfange), in Sachsen umfangreichere Versuche mit der Bauart Bruk-

ner, Wien, Dyckerhoff & Widmann, Rud. Wolle, Leipzig (Asbeston-Schwellen), gemacht worden. Das Eisenbahn-Ministerium berichtet über Erfahrungen mit Bauart Brukner und Polz & Knoch. In Ungarn sind Versuche mit verschiedenen Schwellenquerschnitten und in größerem Umfang mit einer der Eisenbetonschwelle der italienischen Staatsbahnen ähnlichen Form gemacht worden. Der Bericht faßt die Äußerungen dieser 5 Verwaltungen dahin zusammen, daß nach den bisherigen Erfahrungen unter den auf Vollspurbahnen versuchsweise verlegten verschiedenen Bauarten „sich keine zu befinden scheint, die den Anforderungen in Bezug auf Schienenbefestigung und auf Widerstandsfähigkeit der Schwellen am Schienenaufleger voll entspricht“, und zwar insbesondere nicht in Schnellzugsgleisen. Ein abschließendes Urteil gibt allerdings bei der Kürze der bisherigen Verwendungszeit noch keine Verwaltung ab. Namentlich ist auch über die Kosten der Beschaffung, des Verlegens und der Unterhaltung von Gleisen mit Eisenbetonschwellen, sowie über die zweckmäßigste Art der Schienenbefestigungen und über die Ursache der eingetretenen Zerstörungen noch keine Klarheit geschaffen.

Das Interesse an der Verwendung von Eisenbetonschwellen im Eisenbahnbau ist aber zweifellos in letzter Zeit gewachsen und es beschäftigen sich mit dieser Frage eine ganze Reihe von Veröffentlichungen, namentlich in der Zeitschrift „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“***). Die Versuche werden auch jedenfalls noch fortgeführt werden und dürften nach unserer Ueberzeugung schließlich doch wohl zu dem Ergebnis führen, daß der Eisenbeton-Schwelle mindestens in Hauptbahn-Gleisen, die nicht im Schnellzugsverkehr liegen, ferner auf Güter- und Hafenbahnhöfen, sowie auf Kleinbahnen usw. sich doch noch ein weiteres Absatzgebiet eröffnen wird, besonders, wenn es gelingt, die Schwellen in zuverlässiger Beschaffenheit und Güte auch an Ort und Stelle herzustellen, sodaß die Versandkosten in Fortfall kommen.—

Vermischtes.

Erhärtung von Beton bei niedrigen Wärmegraden. Die Kenntnis vom Grad des Fortschreitens der Erhärtung von Beton, der niedrigen Wärmegraden unterworfen ist, hat eine besondere praktische Bedeutung für die Frage, wann solche Bauwerke ausgerüstet werden dürfen. Insofern bieten Versuche ein gewisses Interesse, die von einer amerikanischen Baugesellschaft ausgeführt worden sind (Vergl. Eng. Record vom 27. Februar 1915). Die Versuche sollten sich möglichst dem bei der Ausführung von Hochbauten in Amerika gebräuchlichen Verfahren, die Räume nach Herstellung des Betons zunächst einige Tage zu erwärmen und dann die Temperatur auf die natürliche Wintertemperatur sinken zu lassen, anpassen, um festzustellen, wie dann die Erhärtung fortschreitet.

Syratal-Brücke bei Plauen i. V.**) aus dem Jahre 1904/5. Der Entwurf Liebolds ging hier aus einem Wettbewerb verschiedener Firmen und Baustoffe siegreich hervor und wurde ausgeführt, weil sich die Kosten nur wenig höher stellten, als eine Brücke mit eisernem Ueberbau.

Wie der Verstorbene im Brückenbau eigene Wege gegangen ist, so fand er auch auf anderen Gebieten des Ingenieurwesens oft Lösungen bei schwierigen Aufgaben durch neue und eigenartige Konstruktionen, mochte es sich um Sicherungs- und Unterfangs-Arbeiten bestehender Bauwerke handeln oder um geschickte und zweckentsprechende Auflösung und Gliederung hoher Stützmauern, wie das bekannte Beispiel der 19 m hohen Stützmauer an der Villa Henschel in Cassel**) zeigt, oder um praktische Gründungsweisen bei schlechtem Baugrund, in tiefem Wasser usw. Auch die Vorzüge der Betonröhren und Zementwaren hat der Verstorbene frühzeitig erkannt, und er gründete deshalb in Verbindung mit seiner Baufirma i. J. 1881 in Holzminden eine Zementröhren- und Zementwarenfabrik als eine der ersten in Norddeutschland.

Auch als Mitglied des Vorstandes des deutschen Beton-Vereins, dem Liebold seit seiner Gründung angehörte, hat er die Interessen des Betonbaues gefördert, außerdem aber fand er trotz der Arbeitslast, die ihm die Leitung seiner großen Unternehmen auferlegte, noch die Zeit, seine Erfahrungen in den Dienst der Allgemeinheit zu stellen. Er war Mitglied der Stadtverordneten-Versammlung in Holzminden, des Kreistages und Braunschweigischen Landtages, der Handelskammer für das Herzogtum Braunschweig usw. In Würdigung seiner vielfachen Verdienste wurde ihm i. J. 1913 der Titel eines herzogl. braunschw. Baurats verliehen und auch sonst hat es dem tüchtigen und bis zu seinem Ende rastlos tätigen Manne nicht an Anerkennung gefehlt.—

**) Der Oberbau auf hölzernen und eisernen Querschwellen von E. Biedermann, kgl. Eisenb. Bau- u. Betr.-Insp. a. D. Charlottenburg 1915.

***). Vergl. Jahrg. 1913, S. 229 über die Eisenbeton-Asbestonschwellen, ferner Jahrg. 1915 Heft 21 ein Aufsatz von Wambögs, der für die Verwendung dieser Schwellen eintritt (vergl. auch unsere „Mitteilungen“ Jahrg. 1916, No. 8), sowie im gleichen Jahrgang ein vergleichender Aufsatz über Holz-, Eisen- und Eisenbeton-Schwellen vom Geh.-Brt. Scheibe usw.

führten massiven Eisenbahnbrücken, die Fuldabrücke in Cassel, erbaut 1909/10 mit 57,5 m Spw. und nur $\frac{1}{11}$ Pfeil, eine größere Zahl von Brücken über Mosel und Saar, darunter diejenige bei Wiltingen mit Öffnungen bis zu 53 m Lichtweite und $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{11}$ Pfeilverhältnis.

Als eine Besonderheit wurde von B. Liebold eine Bauweise für den Brückenbau — namentlich in den 70er bis 90er Jahren v. Jahrh. — ausgebildet und gepflegt, die er als „Bruchstein-Konkret-Mauerwerk“ bezeichnete. Es werden bei dieser Ausführungsweise zunächst auf der Schalung kleine Bruchsteine in fettem Zementmörtel im Verband versetzt, und dann wird die übrige Stärke des Gewölbes aus Grobmörtel hergestellt, in welchen mit dem Hammer unregelmäßig geformte Steine eingetrieben werden. Es läßt sich hierbei also ein Steinmaterial verwenden, das sonst bei dem Bau gewölbter Brücken nicht in Frage kommen konnte. Hierdurch und durch die in Deutschland damals noch wenig gebräuchliche Anwendung verlorener Widerlager sind durch diese Bauweise gegenüber dem üblichen Hausteinebau mit Standwiderlagern sehr bedeutende Ersparnisse erzielt worden. Die erste Brücke dieser Art war die nur 7 m weitgespannte Lennebrücke bei Vorwohle, 1878 folgte die erste schiefe Brücke, die nach dem Erbauer genannte Liebold-Brücke in Glesse mit 12,8 m Stützweite und einem Achswinkel von nur 37° 30', bei welcher die Vorzüge dieser Bauweise gegenüber einer Brücke mit regelmäßigem Fugenschnitt besonders zur Geltung kommen. Schließlich ist in dieser Bauweise auch das bedeutendste Brückenbauwerk hergestellt worden, das überhaupt von der Firma Liebold ausgeführt worden ist und mit 90 m Lichtweite des Hauptgewölbes noch immer unter den Massivbrücken der Welt die erste Stelle einnimmt, die

*) Vergl. Deutsche Bauztg., Jahrg. 1904, S. 354 ff.

**) Vergl. „Mitteilungen“, Jahrg. 1904, S. 21 ff.

Die Versuche wurden als Zugversuche mit Probekörpern von 1 Zement : 2 Sand angestellt unter 8 verschiedenen Bedingungen. Bei Versuch 1 wurden die Baustoffe bei 22° C. (72° F.) Wärme gemischt und in der Form bis zum Tage der Prüfung auf dieser Temperatur gehalten. Bei Versuch 2 wurden die Körper nach Herstellung bei 22° C. bereits nach 4 Tagen Temperaturen von -1,7° C. (29° F.) ausgesetzt, bei Versuch 3 wurde die Temperatur nach 4 Tagen auf 4,5° C. (40° F.), dann auf -10° C. (14° F.) bis zum Prüfungstag herabgesetzt. Die gefrorenen Probekörper wurden vor der Prüfung aufgetaut. Die Versuche 4, 5, 6 waren Parallelversuche zu 1, 2, 3, wobei aber anstelle des reinen Anmachwassers eine 5%ige Salzlösung trat. Bei den Versuchen 7 wurden 9 Probekörper zunächst wie unter 2 behandelt, aber zu je 3 aus der Temperatur von -1,7° C. schon nach 7, 14, 21 Tagen wieder in eine Temperatur von 22° C. gebracht und bis zur Prüfung nach insges. 28 Tagen darin aufbewahrt. Bei den Versuchen 8 entspricht die Behandlung zunächst Versuch 3, aber wie unter 7 wurden je 3 Probekörper nach 7, 14, 21 Tagen aus der -10° C.-Temperatur wieder in 22° C. Wärme gebracht und nach insgesamt 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt in runden Zahlen:

Bruchspannung in kg/qcm (Mittel aus 8 Versuchsreihen).

Alter	1	2	3	4	5	6	7	8
4	31,0	31,0	23,8	29,9	29,9	22,0	—	—
7	31,3	29,6	22,8	29,9	26,1	24,8	—	—
14	36,8	34,0	22,8	36,3	31,4	25,0	—	—
21	35,6	31,5	23,1	34,4	32,8	29,3	—	—
28	35,6	29,1	21,5	34,0	30,0	26,8	—	—
42	36,6	32,1	26,4	—	—	—	—	—
56	—	36,5	27,1	—	—	—	—	—
84	39,6	38,0	30,4	—	—	—	—	—
7—28	wieder in höherer Temperatur			—	—	—	36,9	35,9
14—28				—	—	—	36,9	34,8
21—28				—	—	—	35,2	33,0

Die Versuche zeigen durchweg gewisse Schwankungen in der Festigkeitszunahme, wie sie auch sonst bei Zement-Zugproben öfter beobachtet sind. Die Versuche zu 1—3 lassen erkennen, daß die Nacherhärtung auch nach längerem, stärkerem Frost eine gute ist, die Versuche zu 4—6 zeigen, daß der Zusatz von Salzlösungen kaum einen wesentlichen Vorteil bietet und die Versuche 7 und 8 lassen erkennen, daß auch der mehrfache Temperaturwechsel die Nacherhärtung nicht beeinträchtigt. Das sind an sich keine neuen Erfahrungen, sie werden aber hier durch ziemlich lang ausgedehnte Versuchsreihen belegt.

Ein sehr interessantes Eisenbeton-Brückenbauwerk ist die St. Jakobsbrücke über den Laibachfluß in Laibach, über die in der „Oesterr. Wochenschrift f. d. öffentl. Bau-dienst“ 1916, Heft 19 v. 11. Mai eingehend berichtet wird. Es handelt sich um ein Bauwerk, bei dem eine ganze Reihe erschwerender Umstände zusammentrafen: guter Baugrund in praktisch nicht erreichbarer Tiefe, der vorhandene, aus wechselnden, sehr weichen, von Wasser durchsetzten Schichten gebildete Baugrund nur für eine Belastung von 1,5 kg/qcm benutzbar; Gefahr seitlicher Verschiebung auf den glatten Schichten, daher Notwendigkeit möglichst lotrechter Belastung des Baugrundes; geringe Konstruktionshöhe, bei 25,5 m Spw. nur 1,2 m; Rücksicht auf Erdbebenwirkung durch entsprechende Gelenkigkeit des Bauwerkes erforderlich; schließlich ästhetisch befriedigende Erscheinung gefordert. Diesen Anforderungen konnte am besten durch weitgehende Ausnutzung der Vorzüge moderner Eisenbeton-Bauweise entsprochen werden. Das Bauwerk wird gebildet von einem leichten, 12 m weit gespannten Plattenbalkenträger, der sich einerseits mit einem beweglichen, anderseits mit einem festen Auflager auf 2 je 6,75 m vor den Widerlagern einseitig vorkragende Konsolen auflagert. Die Konsolen gehen knieförmig in die Widerlager über, die mit den stark bewehrten, namentlich weit in das Flußbett vorspringenden Fundamentplatten von rd. 11 m Breite fest verbunden sind. Die Gesamt-Anordnung erinnert an das auch im Brückenbau stets mehr zur Verwendung kommende System des steifen Rahmens, jedoch mit dem Unterschied, daß hier der Riegel ungefähr an den Stellen der Momenten-Wendepunkte gelenkig unterbrochen ist. Die Widerlager werden dann durch das Biegemoment und auch den Erddruck allerdings ungünstig beansprucht, dafür fällt aber die Erhöhung der Spannungen durch den Einfluß der Wärme fort. Die Fußplatte ist so bemessen worden, daß die Ges.-Mittelkraft aller äußeren Kräfte im Betrage von rd. 2300 t die Grundfläche nahezu zentrisch trifft, sodaß die Bodenpressung nur 1,33 kg/qcm erreicht. Die Brücke hat 14 m Breite, davon 9,5 m Fahrbahn, 7 Hauptträger in je 2 m Abstand, versteift durch je 2 m entfernt

liegende Querträger, darüber eine 16 cm starke, kreuzweise bewehrte Platte. Die architektonische Wirkung der 1914/1915 erbauten Brücke ist eine gute. Die Ges.-Kosten belaufen sich auf 173 000 K., von denen allein 37 000 K. auf den kostspieligen Aushub und die Sicherung der dicht an Gebäude herantretenden Baugruben entfallen.

Literatur.

Der Rahmen. Einfaches Verfahren zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen von Dr.-Ing. W. Gehler, o. Prof. a. d. kgl. Techn. Hochschule zu Dresden. VII und 188 Seiten mit 109 Textabbildungen. Berlin 1913. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn; geh. M. 8,60; geb. M. 9,50.

Rahmen und rahmenartige Konstruktionen werden beim Bau eiserner Brücken hauptsächlich als Querkonstruktionen verwendet. Die theoretische Behandlung des Gegenstandes reicht deshalb weit zurück. Im ausgedehntesten Maße jedoch werden sie gegenwärtig im Beton- und Eisenbeton angewendet; diese Bauweise arbeitet ja vorwiegend mit Gebilden, die aus biegungsfesten Stäben zusammengesetzt sind. Ist auch die Theorie für derartig statisch unbestimmte Konstruktionen soweit ausgebaut, daß es keine Schwierigkeiten bietet, die inneren Kräfte verhältnismäßig rasch und sicher zu bestimmen, so erfordert doch die Berechnung eine gewisse Übung, namentlich für das Abschätzen der Querschnitte, die der Rechnung zugrunde gelegt werden müssen, und Wiederholungen sind daher manchmal nicht zu vermeiden.

Der Verfasser des vorliegenden Werkes übernimmt es, für eine Anzahl häufig wiederkehrender Formen und Belastungsarten fertige Formeln für den sogenannten Einspannungsgrad der einzelnen Stäbe aufzustellen, die es ermöglichen, sofort einen Ueberblick über die Verteilung der Momente beim Uebergang vom statisch bestimmten zum statisch unbestimmten System zu gewinnen. Dabei sind für die Längen und Querschnittsfunktionen nur Verhältniszahlen verwendet; ebenso werden die Einspannungsmomente der einzelnen Stäbe in ein Verhältnis zu dem Moment im statisch bestimmten Hauptsystem gebracht, so daß es sich überall nur um Zahlen handelt, für die es überdies noch eine einfache Kontrolle gibt. Großer Wert wird auf die Feststellung des Vorzeichens der einzelnen Momente und der Art der elastischen Formänderungen gelegt, die ja für die Eisenbewehrung des Betons von wesentlicher Bedeutung sind. Der Verfasser benutzt hierzu die sogenannten Mittellkraftlinien, wie sie ähnlich in der Theorie der Bogenträger und der Gewölbe verwendet werden; ihre Lage ergibt sich aus der Momentenfigur, die mit Hilfe der Zahlen für den Einspannungsgrad der einzelnen Stäbe leicht aufgezichnet werden kann. Es sind so die verschiedensten Formen — Zweigelenrahmen mit gerader, geknickter (dachförmiger), mit bogenförmiger Balkenachse, mit ungleich hohen oder schragstehenden Pfosten, eingespannte und geschlossene Rahmen für die verschiedenen lotrechten und wagrechten Belastungen, im Ganzen 35 verschiedene Arten, die zuweilen noch unterteilt sind — behandelt. Die Anwendung wird an vier sehr ausführlichen Beispielen, einer Brücke, einem Hallendachbinder, einem geschlossenen Rahmen für einen Durchlaß und einem bei der Querbahnsteighalle des Leipziger Hauptbahnhofes zur Anwendung gelangten besonderen Rahmen mit senkrechtem Kragarm gezeigt. Außerdem werden die Messungsergebnisse bei einem Bruchversuch mit einem Rahmen, bei welchem sich auch der Einfluß einer Stützensenkung bemerkbar machte und die über ein Jahr sich erstreckenden Beobachtungen zur Feststellung des Verhältnisses der Wärmeaufnahme des Betons zur äußeren Temperatur an einem anderen Versuchsobjekt mitgeteilt.

Der Behandlung des eigentlichen Gegenstandes geht eine kurze Betrachtung über das Wesen der statischen Unbestimmtheit voran, wobei für die Auszählung der überzähligen, statisch nicht bestimmbar Kräfte sehr übersichtliche Figuren verwendet werden. Die Darstellung ist sehr klar und leicht verständlich und überall finden sich Bemerkungen, die auf reiche Erfahrungen hindeuten, die der Verfasser in der Praxis machen konnte. Das Buch erfüllt seinen Zweck, die Berechnung der Rahmen abzukürzen und zu erleichtern vollauf und kann allen in Betracht kommenden Kreisen auf das Beste empfohlen werden.

Kapsch.

Inhalt: Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona. (Schluß.) — Der Eisenbeton im Eisenbahnbau. (Schluß.) — Bernhard Liebold †. — Vermischtes. — Literatur.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 14.

Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten.

Von Ingenieur H. H. Dietrich in Leipzig.



ür Brücken-, Talsperren-, Kanal- und Hafenbauten haben Kabelkrane seit den 90er Jahren des vorigen Jahrhunderts in immer steigendem Maße Anwendung gefunden.¹⁾ Die Vorzüge der Kabelkrane für die Ausführung dieser Bauten liegen auf der Hand; sie überspannen bei ge-

ringer Kranturmhöhe, also bei verhältnismäßig niedrigen Anschaffungskosten für die Krananlage selbst in großer Länge das Lager, die Arbeitsplätze und die gesamte Baugrube, sie führen die Baustoffe von oben her zu und liefern sie dem Arbeiter von oben her in die Hand, ohne den freien Raum über dem Bau in

¹⁾ Vergl. hierzu die Ausführungen von Prof. Buhle S. 716 u. f. der „Deutschen Bauzeitung“ Jahrg. 1913 und weiter Deutsche Bauztg. 1911 S. 163 und 1912 S. 555.

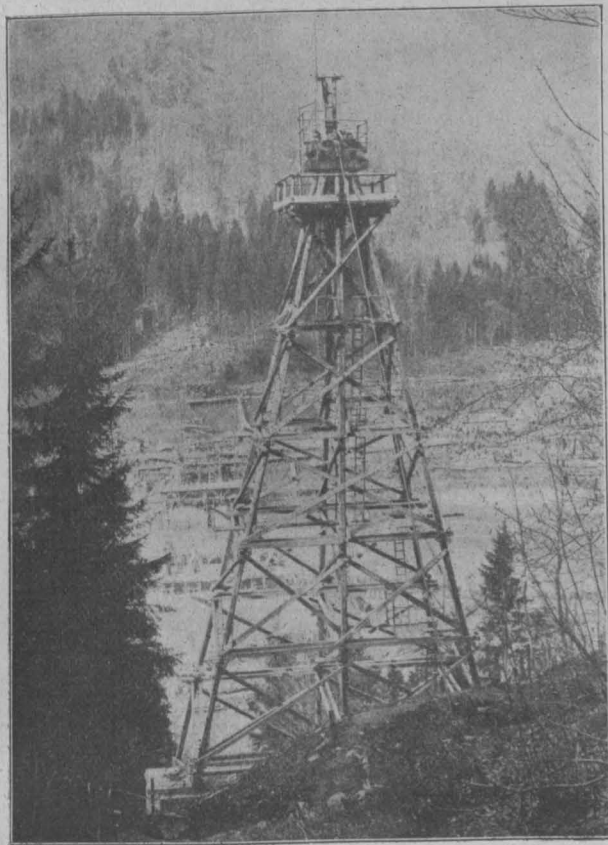


Abbildung 3. Kabelkran beim Bau des Kraftwerkes zu Faal an der Drau.

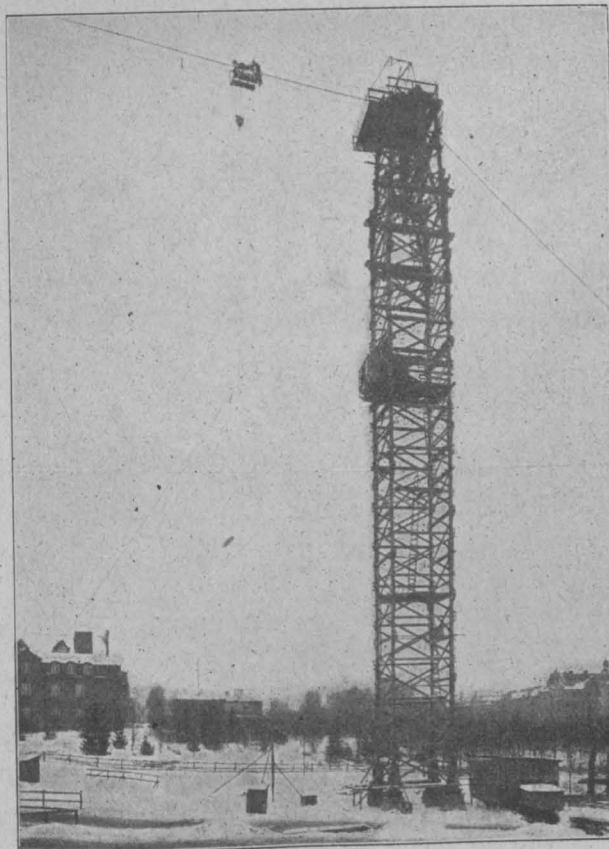


Abbildung 4. Uebliche Turmform für Kabelkrane zur Ausführung von Hochbauten.

irgend einer Weise zu behindern; zudem fallen die früher üblichen Gerüste für die Zufuhr der Baustoffe zum größten Teil fort.

Trotz dieser Vorzüge haben sich die Kabelkrane bei Hochbauten bisher weniger eingeführt. Der Grund für diese auffällige Tatsache mag darin gesucht werden, daß man sich an der erforderlichen Höhe der Krantürme gestoßen hat, da die Türme den höchsten mit dem Kran zu erreichenden Baupunkt noch um einige 10 bis 20 m überragen müssen. Eine solche Auffassung würde aber zu Unrecht bestehen, denn auch für Hochbauten sind die Kabelkrane von Nutzen und Vorteil, allerdings nicht immer und nicht überall anwendbar.

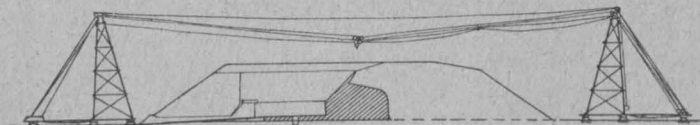


Abbildung 1. Amerikan. Kabelkran beim Bau eines Forts.

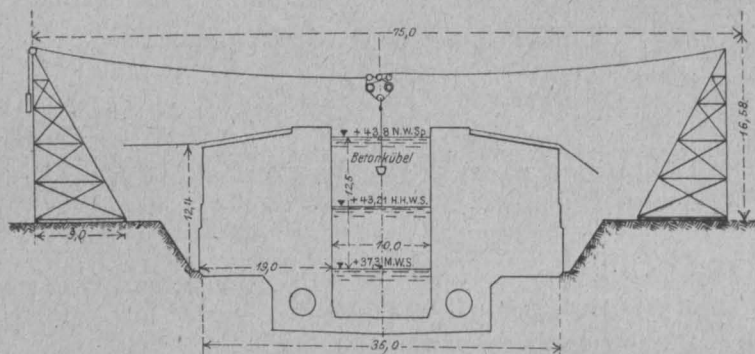


Abbildung 2. Deutscher Kabelkran neuerer Bauart beim Bau der Schachtschleuse in Minden.

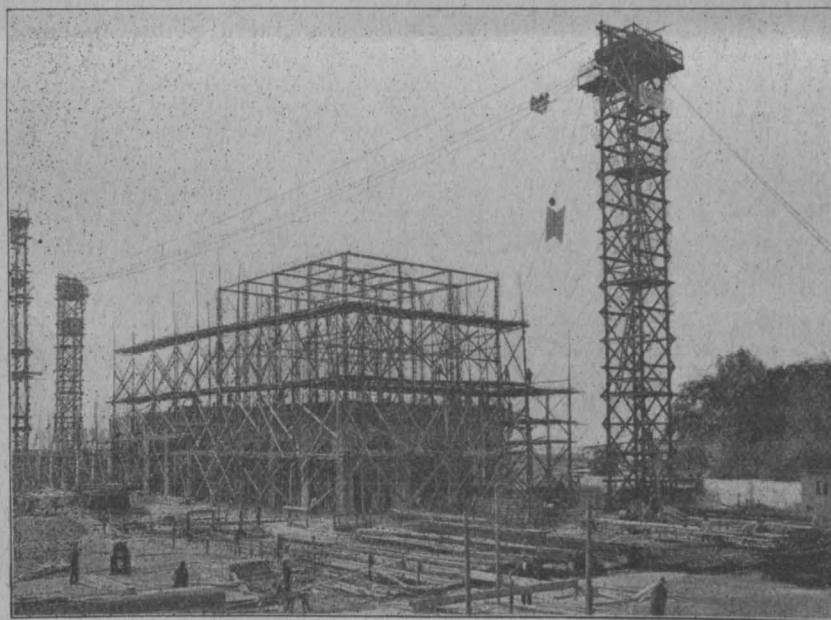


Abbildung 5. Hochbau-Kabelkran zur Errichtung eines Zementsilos in Eisenbeton-Konstruktion.

Liegt der Bauplatz etwa zwischen anderen Gebäuden eingekeilt unter beschränkten Raumverhältnissen, so wird sich nur selten ein Kabelkran aufstellen lassen, höchstens könnte ein Kran von kurzer Spannweite auf dem Bauplatz selbst für die Aushub- und Gründungsarbeiten in Frage kommen.²⁾ Man hat in solchen Fällen gelegentlich auch eine andere Lösung gefunden, indem man die Krantürme in anderen Grundstücken auf Höfen, in Gärten oder auf Straßen aufstellte und das Seil über vorhandene Gebäude hinweg über die Baugrube ausspannte. Immerhin wird durch vorhandene, in der Nähe befindliche Baulichkeiten die Verwendung des Kabelkranes bei Hoch-

bauten eingeschränkt. Seiner Verwendung bei freistehenden Hochbauten steht dagegen nichts im Wege. Einige Beispiele aus jüngerer Zeit mögen dies belegen.

Zunächst seien die in Frage kommenden Kabelkransysteme dargestellt: Man kann bei Hochbauten von nicht zu großer Höhe den normalen Baukabelkran, wie er bei Talsperren- und Brückenbauten benutzt wird, mit normaler Seil-Laufkatze ohne Schwierigkeit verwenden. Abbildung 1 zeigt die grundsätzliche Anordnung eines solchen Kranes, hier von der Lidgerwood Manufacturing Co. in New-York beim Bau des Forts Pickens bei Pensacola Fla. U.S.A. angewendet. Die Spannweite betrug etwas über 100 m, die Tragkraft 3 t. Mit dem Kran wurden alle Baustoffe, Beton, Steine und Aushub gefördert, wobei durch den überwachenden Offizier des Ingenieurkorps J. P. Jervy eine genaue Aufstellung über die Tätigkeit des Kranes gemacht wurde, die die überraschend kurze Bauzeit, die mit Hilfe des Baukabelkranes durchführbar ist, verdeutlicht. Der Kran war in Arbeit und machte Förderspiele am 14. 6. 1898 343, am 16. 6. 371, am 17. 364, am 18. 368, am 20. 342, am 21. mit 2 Stunden Aufenthalt 301, am 22. 406, am 23. 364, am 24. 416, am 25. 440, am 27. 416, am 28. 448, am 29. 464, am 30. 440, also in 14 Tagen 5483 Förderspiele, sodaß bei 138 Arbeitsstunden in diesen 14 Tagen auf die Stunde 39,73 Förderspiele entfielen. Da das geförderte Gewicht bei einem Spiel ungefähr 2,2 t betrug, ergaben sich für den Tag im Allgemeinen 875 t Förderleistung, und an dem Tage, an dem die größte Zahl Förderspiele erreicht wurde, eine Tagesleistung von ungefähr 1020 t.

Der in der Abbildung dargestellte Kran zeigt in den Türmen noch die ältere Form, wie man sie dem Baukabelkran in den 90er Jahren gegeben hatte. Man brachte damals bei fahrbaren Türmen möglichst weit jenseits der Turmfläche einen mit dem Turm in Verbindung stehenden Wagen auf besonderen Schienen an, der die Maschine als Gegengewicht bezw. Bruchsteine als Spanngewicht für die Seile aufnahm und zwar in solchem Umfange, daß ein pendelndes Nachgeben des Turmes beim Anheben der Lasten so gut wie ausgeschlossen war.

Auch in neuerer Zeit werden die Krane, jedoch mit den inzwischen erzielten Verbesserungen, wenn die Fälle für normale Formen vorteilhaft liegen, für Hochbauten in gleicher Weise benutzt.

Bei den Kranen deutscher Bauart wird das Spanngewicht in den fahrbaren Türmen selbst untergebracht, wobei die vordere Turmstrebe in der Richtung der Seilzug- und Spanngewichts-Seitenkraft angeordnet ist, sodaß sich der in Abbildung 1 noch vorhandene besondere Spannwagen der amerikanischen Krane erübrigt. Ein Beispiel dieser Kran-Anordnung bietet die Ausführung der Schachtschleuse bei Minden³⁾. Die allgemeine Anordnung des Kranes ist in Abbildung 2

²⁾ Vergl. Buhle, Neuzeitliche Kabelkrane, Deutsche Bauztg. Jahrg. 1913 S. 747 Abb. 28.

³⁾ Vergl. Dtsche. Bztg. „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, No. 12, S. 89 und ein Bild des Kranes im Hauptblatt 1913 S. 735.

dargestellt. Diese Schleuse liegt bei Minden in der Weserabstieg-Strecke des Mittelland-Kanales. Ihre Kammer hat eine Länge von 107,10 m und eine Breite von 10 m. Der Unterschied in den Wasserständen beträgt 12,5 bis 14,7 m. Die Schleuse ist ein umfangreiches Beton- und Eisenbetonbauwerk, da sie der Wasserersparnis halber mit Hilfsbecken versehen ist, wobei eine durch hydrostatische Ausspiegelung begrenzte Wassermenge aus der Schleusenkammer in eine oder mehrere Hilfskammern hineingelassen und aus diesen wieder in die Kammer zurückgeführt wird. Die Bauarbeiten wurden in General-Unternehmung von der Firma Held & Franke, für die Eisenbeton-Arbeiten von der A.-G. für Beton- und Monierbau durchgeführt. Der bei der Errichtung der Schleuse benutzte Kabelkran Bleichert'scher Bauart hat eine Spannweite von 75 m und eine Tragkraft von 2,5 t bei einer stündlichen Leistung von 20 cbm.

Eine andere Krananlage ähnlicher Art wurde von der österr. Baugesellschaft für Verkehrs- und Kraftanlagen in Wien beim Bau des Kraftwerkes in Faal, Abb. 3, S. 105 verwendet. Der Kran fördert die am rechten Uferhang der Drau hoch oben ankommenden Frachtgüter und verteilt sie auf der ganzen Baustelle. Er entnimmt aber gleichzeitig den auf dem linken Ufer liegenden Schotterlagern die erforderlichen Mengen, um sie an die einzelnen Verbrauchspunkte zu bringen. Infolge der ansteigenden Ufer war in diesem Fall eine besonders große Turmhöhe nicht erforderlich. Trotzdem wurde eine Hubhöhe des Kabelkranes über der Flußsohle von 60 m erzielt. Der Kran besaß 430 m Spannweite und hatte eine Tragkraft von 5000 kg. Er befand sich vom Baubeginn an in ununterbrochenem Betrieb und hat für den Bau alle Förderungen bewältigt. Die Bedienung des Kranes erfolgte durch nur einen Mann, der von seinem Führerstand aus das gesamte im Tal liegende Arbeitsfeld überblicken und sämtliche Kranbewegungen allein durchführen konnte. Die Leistung des Kranes betrug 230 cbm bei 10stündiger Arbeitszeit.

Eine ganz ähnliche Anlage, wenn auch mit anderer Turmform, wurde seinerzeit beim Bau eines elektrischen Kraftwerkes in Rjukanfos in Norwegen durch die Saaheim-Kraftanlagenwerke benutzt. Nach den Mitteilungen dieser Firma ist auch dieser Kran vom Baubeginn an in schwerem Tag- und Nachtbetrieb tätig gewesen und hat sich insbesondere bei der Betonierung der großen Maschinenfundamente für die Turbinenanlage und beim Aufbau der eigentlichen Kraftstation von außer-

ordentlichem Nutzen gezeigt und die Arbeiten in hohem Maße erleichtert und beschleunigt. Während der ganzen Bauzeit soll nicht die geringste Betriebsstörung an dem Kran vorgekommen sein.

Dort, wo die Verhältnisse nicht so günstig liegen, daß der Hochbau, wie in den letzten Fällen dargestellt, tief im Tal liegt, während die Baukabelkran-Türme an den Berghängen zu beiden Seiten des Tales aufgestellt werden können, muß der Kabelkran selbst in der erforderlichen Höhe errichtet werden. Eine normale Ausführung für den Kranturm in diesen Fällen ist in Abb. 4, S. 105, wiedergegeben. Der Turm, der eine Höhe von 50 bis 60 m erreicht, wird zumeist vierbeinig in Holzfachwerk errichtet und durch Spannseile nach allen Richtungen hin abgefangen. Das Trageil wird über den Turmkopf nach unten abgelenkt und hinter dem einen Turm am Boden fest verankert, während es hinter dem anderen nach einem Bleichert'schen Patente durch ein auf schräger Bahn laufendes Spannungsgewicht angespannt wird. Der Turm selbst trägt in entsprechender Höhe ein Führerstandshaus, von dem aus der Führer alle Arbeiten der Krankatze verfolgen kann. Das Maschinenhaus liegt an beliebiger geeigneter Stelle hinter dem Turm oder auch außerhalb des Bauplatzes, da bei den heute üblichen Fernsteuersystemen für die elektrisch angetriebenen Maschinen ein Zusammenhang zwischen Führerstand und Kranmaschine nicht zu bestehen braucht.

Abbildung 5 zeigt einen Hochbau-Kabelkran mit Türmen der eben dargestellten Art für die Errichtung eines großen Zementspeichers in Eisenbeton. Der Kran ist eben damit beschäftigt, Holzschalungen für die Eisenbetonarbeiten von dem Zimmerplatz zu dem Gebäude herüberzubringen. Er wird, wie die Abbildung zeigt, auch dazu benutzt, die auf dem Eisenbeton-Unterbau der Siloanlage zu errichtende Eisenkonstruktion aufzunehmen und an Ort und Stelle zu bringen und so lange festzuhalten, bis die einzelnen Teile abgefangen sind. Dadurch werden die Montagearbeiten wesentlich erleichtert. Selbstverständlich ist der Kran auch zur Fortschaffung des Aushubes und zum Heranbringen des Betons verwendet worden. Die Anlage hat eine Spannweite von 130 m und eine Tragkraft von 2,5 t. Die Turmhöhe des Kranes betrug etwa 40 m. Das Häuschen für den Kranführer ist in dem einen Turm, wie die Abbildung zeigt, recht hoch angeordnet worden, da der Bau selbst eine beträchtliche Höhe erreichte und dem Kranführer bis zum letzten Augenblick die Uebersicht erhalten werden sollte. —

(Schluß folgt.)

Der Einfluß einer Beimischung schwerer Oele auf die Wasserdichtigkeit von Zementmörtel.



zeugung eines auch unter hohem Wasserdruck völlig undurchlässigen Betons durch Zusatz von wasserabweisenden Stoffen bei der Mischung, ist ein Ziel, das bereits seit längerem erstrebt wird. Eine besonders umfangreiche Reihe von Versuchen nach dieser Richtung mit etwa 40 aus dem Handel aufgekauften Mitteln hat das „Bureau of Standards“ in Washington s. Z. ausgeführt und die Ergebnisse sind in Heft 3 Jahrg. 1911 der Veröffentlichung dieses Büros durch R. J. Wig und P. H. Bates ausführlich bekannt gegeben. Als Folgerung aus den Versuchen ergibt sich, daß Mörtel oder Beton aus Portlandzement praktisch undurchlässig für Wasserdruck unter 12 m Wassersäulenhöhe hergestellt werden können, ohne jede besondere Beimischung, lediglich durch die richtige Auswahl guter Stoffe, und daß keiner der wasserabweisenden Zusätze, die hier untersucht wurden, ein ungeeignetes Mischungsverhältnis, schlechte Eigenschaften der Mörtelstoffe und mangelhafte Mischung derselben ausgleichen konnte. Das ist eine Anschauung, die übrigens auch von den deutschen Zement-Technikern i. Allg. geteilt wird.

Im Gegensatz hierzu stehen günstige Ergebnisse, die mit der Beimischung schwerer Oele (natürlich nur mineralischer, während fette, pflanzliche und tierische Oele durch Bildung von Fettsäuren den Kalk im Zement und damit auch den Beton bekanntlich angreifen) bei solchen Versuchen gemacht worden sind, die von der dem

Landwirtschafts-Ministerium unterstehenden staatlichen Straßenbau-Verwaltung der Vereinigten Staaten ange stellt wurden. Hierüber berichtet im Jahre 1911 der Direktor in dieser Verwaltung Logan Waller Page in einer Broschüre über „Oil-mixed Portland-Cement-Concrete“. Mat hat sowohl Laboratoriums- wie praktische Ausführungen gemacht, letztere mit einem Oelzusatz von etwa 10% des Gewichtes an Portland-Zement und hat damit gute Erfolge erzielt. Die ersten Versuche zeigten, daß durch den Oelzusatz die Abbindezeit um etwa die Hälfte verlängert wurde, daß die Zugfestigkeit eines Mörtels 1:3 etwas vergrößert, die Druckfestigkeit aber geschwächt wurde, wenn auch bei Oelzusatz bis 10% nicht bedeutend. Die Festigkeit gegen Stoß bzw. die Elastizität wurden nicht wesentlich beeinflusst, dagegen die Haftfestigkeit am glatten Eisen erheblich verringert (was aber bei der amerikanischen Vorliebe für verwundene und Knoten-Eisen keine große Bedeutung hat).

Andererseits wurden Porosität und Wasserdurchlässigkeit erheblich verringert, wie folgende Versuche dartun. Man ließ Beton-Zylinder von 15 cm Durchm. und Höhe aus 1 Zement: 3 Sand: 6 Steinen mit und ohne Oelzusatz 15 Tage an der Luft, dann trocknete man sie, bis sie nicht mehr an Gewicht verloren, und dann tauchte man sie wieder in Wasser und wog sie von Zeit zu Zeit. Während der Betonkörper ohne Oelzusatz schließlich 6,25 % an Gewicht zugenommen hatte, gegenüber dem Trockenzustand, hat der mit 10 % Oel angemachte Beton nur 1,7 %

Wasser aufgenommen. Die Durchlässigkeits-Versuche wurden mit Mörtelproben 1 : 3 von 15 cm Durchm., 7,5 cm Dicke angestellt, deren Ansichtsflächen man zuvor abgeschliffen hatte, um die stets dichtere Oberhaut zu beseitigen. Im Alter von 28 Tagen ließ der Mörtel ohne Oelzusatz unter 21 m Wasserdruck nach $\frac{1}{2}$ Stunde Feuchtigkeit auf der Rückseite durch, nach Steigerung des Druckes auf 28 m flossen 146 ccm in 24 Stunden hindurch. Mörtel-

keit des Normenmörtels 1 : 3 um nicht mehr als $\frac{1}{10}$ verringern. Für die meisten Fälle genüge übrigens schon ein Zusatz von 5 % Oel.

Bei Handmischungen sollen zuerst Zement und Sand trocken und dann unter Wasserzusatz gemischt werden, dann wird Oel zugesetzt und erneut umgeschauelt, bis nirgends mehr auf der Mörteloberfläche Oel zu bemerken ist. Daran werden unt. Umst. die vorher angefeuchteten

Steine zugesetzt und nun wird die Mischung beendet. Bei Maschinenmischung soll zuerst der Mörtel ohne Oel gemischt werden, dann werden abwechselnd in kleinen Mengen Oel und Steine zugesetzt und man gibt die letzten Steine erst zu, wenn das Oel ganz gut mit durchgearbeitet ist. Für die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons und seine Verarbeitung für verschiedene Zwecke gibt Page dann noch eine Reihe von Anleitungen.

Zu diesen Versuchen nimmt Feret, der bekannte französische Zementforscher vom Laboratorium in Boulogne sur Mer, Stellung, in einem eingehenden Artikel in den „Annales des Ponts et Chaussées“ 1913 Bd. V. Er bespricht zunächst die vorgenannten Versuche und hält noch eine Reihe von Fragen für aufklärungsbedürftig. Zunächst erscheint es ihm zweifelhaft, ob nicht auch der Oelzusatz, wie man das bei anderen Stoffen schon erfahren habe, nur vorübergehend die Wasserdurchlässigkeit verstärkt aber mit der Zeit ebenfalls ausgelaugt wird. Die Verringerung der Haftfestigkeit am glatten Eisenstab lasse auch eine Verringerung der Haftfestigkeit am Stein befürchten und ebenso ein weniger festes Anbinden für aufeinander gebrachte Schichten des Betons. Die Versuche erstreckten sich außerdem nur auf ein Oel sehr eng umgrenzter Beschaffenheit, es wäre also zu prüfen, ob sich auch andere ähnlich oder besser verhalten. Wenn die Oelbeimischung tatsächlich das Eindringen des Wassers erschwere, so verhindere der Oelzusatz, da ein Durchfeuchten des Betons bei wechselndem Feuchtigkeitsgehalt der Luft in geringerem Maße eintrete, auch stärkere Bewegungen infolge der durch den Feuchtigkeitsgehalt bedingten Volumen-Änderungen des Betons, es ent-

ständen daher in demselben weniger leicht Risse, was für Beton-Konstruktionen, die an der Luft liegen, von großer Wichtigkeit ist. Die Verringerung der Porosität und Durchlässigkeit des Betons müsse aber erfahrungsgemäß auch sein Verhalten im Seewasser begünstigen, und zwar sowohl gegenüber chemischen wie physikalischen Angriffen desselben.

Diese wichtigen Fragen hat Feret wenigstens zum Teil

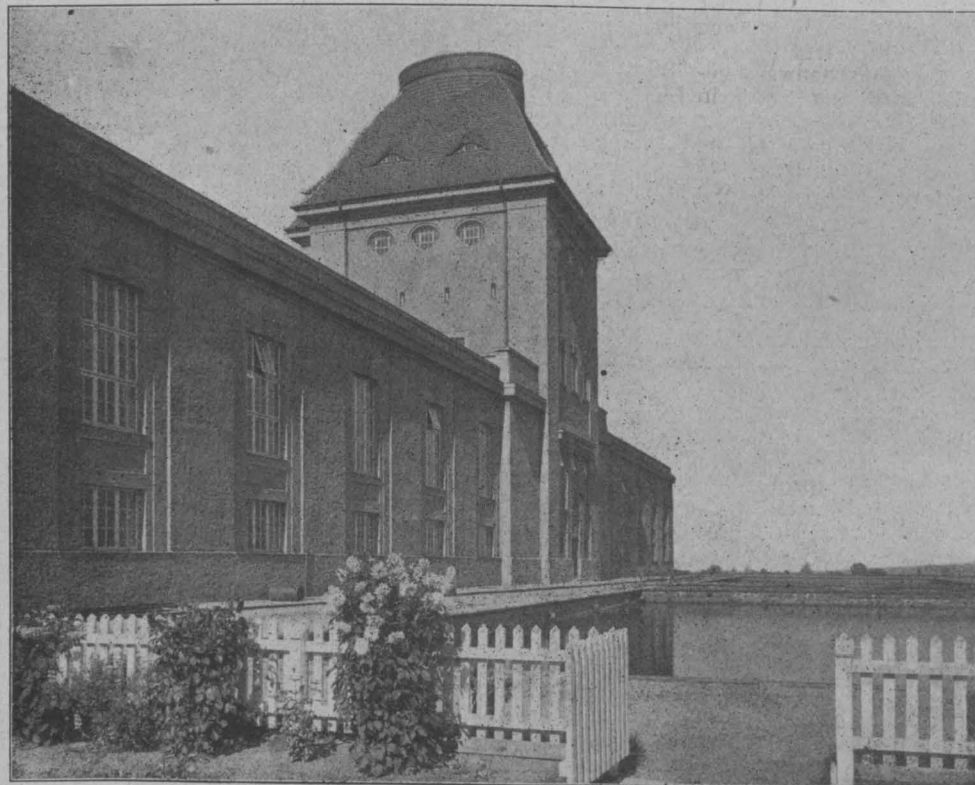


Abbildung 18. Blick gegen das Filter-Gebäude von Südost.

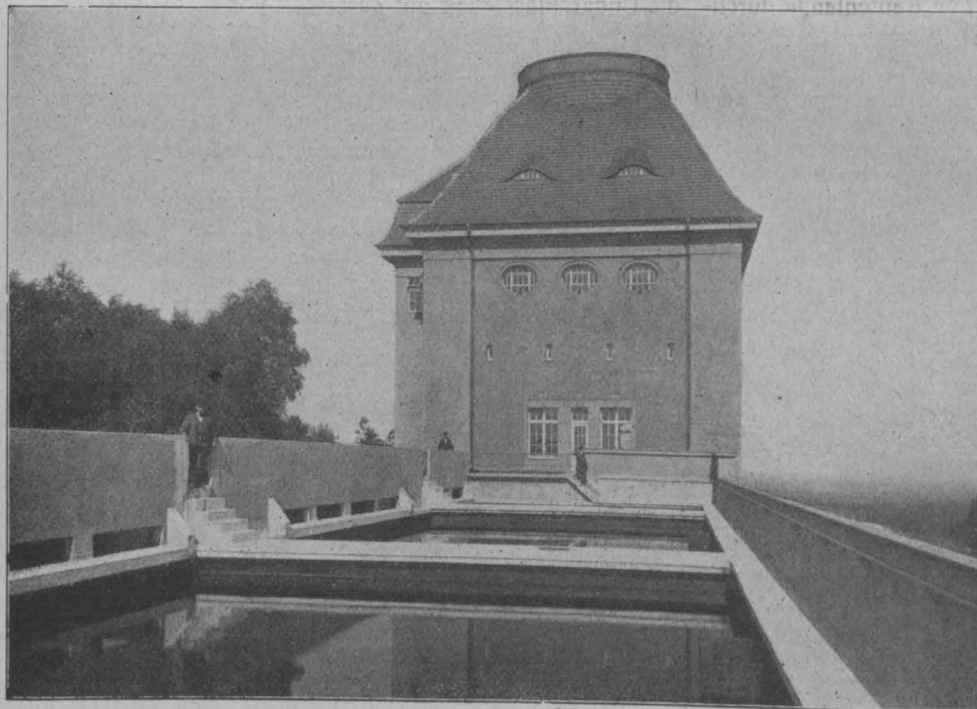


Abbildung 19. Aufsicht auf die offenen Rohwasserbehälter. (Text in No. 11 und 13).
Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona.

platten mit 5 und 10% Oelzusatz blieben unter 28 m Druck noch völlig dicht. Ebenso zeigte Kiesbeton mit Oelzusatz bei demselben Druck keine Durchlässigkeit.

Als Oele wurden Petroleum-Rückstände verwendet, für deren zweckmäßige Beschaffenheit Page gewisse Regeln gibt, die sich auf spezif. Gewicht, unlöslichen Rückstand in Schwefel-Kohlenstoff, Entflammungs-Temperatur usw. beziehen. Der Oelzusatz soll bei 10% die Zugfestig-

durch eine Reihe von Laboratoriumsversuchen nachzuprüfen versucht. Er konnte dabei allerdings kein Oel verwenden, das den Anforderungen Pages voll entsprach, hat vielmehr drei verschiedene Petroleum-Rückstände russischen und amerikanischen Ursprunges und als vierten Zusatz ein Gemisch von aus Steinkohlen gewonnenem schweren Oel und halbflüssigem Teer verwendet. Alle vier zeigten ziemlich verschiedene Beschaffenheit in Bezug auf spez. Gewicht, Rückstände usw. Verwendet wurden ferner 3 den französischen Normen entsprechende, aber unter sich auch in Bezug auf Festigkeit ziemlich verschiedene Portlandzemente und zweierlei Sand. Der erste gleichmäßig fein (durch ein Sieb von 0,5 mm Maschenweite gegangen), der andere gröber und gemischtkörnig (durch ein Sieb von 5 mm Maschenweite gesiebt).

Feret führte nun Haftfestigkeits- und Bruchfestigkeits-Versuche durch, er untersuchte den Einfluß des Oelzusatzes auf die Erhärtung, auf die Porosität und Durchlässigkeit auch unter hohem Druck, sowie auf das Verhalten im Meerwasser.

Die Haftfestigkeits-Versuche wurden mit Mörtel 1:3, plastisch angemacht mit 10,5% Wasserzusatz (vom Gewicht des Trocken-Gemisches) und einem Oelzusatz von 5 und 10% angestellt. An Prismen höheren Alters, deren Köpfe abgeschmirgelt und die dann mehrere Tage in Wasser gelegt wurden, formte er neue Prismen an. Die nach einigen Tagen entformten Doppelprismen wurden dann 7 Tage in feuchter Luft, dann im Wasser gelagert und im Alter von 28 Tagen durch Biegung in einem Hebel-Apparat an der Verbindungsstelle gelöst. Die Prismen wurden dann auch noch auf Druckfestigkeit erprobt, z. T. nach nochmaliger Wasserlagerung bis zu 6 Monaten Alter. Die Versuche zeigten, daß bei 5% Oelzusatz, Haft- und Bruchfestigkeit nur wenig, bei 10% schon stärker herabgesetzt wurden (Festigkeit des Mörtels ohne Oelzusatz = 100 gesetzt, dann Haftfestigkeit nach 4 Wochen bei 5% Oelzusatz 92—95, bei 10% nur 71—88; Druckfestigkeit bezw. 81—98, 65—71. Zwischen den 4 Wochen und 6 Monate alten Körpern zeigten sich dieselben Verhältnisse der Festigkeits-Unterschiede).

Weitere Versuche mit nur 24 Stunden alten kleinen Mörtelwürfeln ergaben, was bei dem geringen Alter der Probekörper nicht verwunderlich ist, verschiedene Werte, ließen aber doch den verzögernden Einfluß des Oeles auf die Anfangs-Erhärtung erkennen.

Versuche über Porosität und Festigkeit wurden mit 2 Sorten von Würfeln von 7 cm Kantenlänge durchgeführt, die eine mager, porös aus 1 Zement auf 5 Gewichtsteile feinen Sand, mit 16,2% Wasser angemacht, die andere fett, dicht, in Mischung 1:3 mit gemischtkörnigem Sand und 10,5% Wasserzusatz. Sie wurden in verschiedenen Alter, bei verschiedenen Feuchtigkeitszuständen (darunter auch ganz ausgetrocknet bzw. ganz mit Wasser gesättigt) mehrfach gewogen, um ihre Dichte festzustellen, und dann zerdrückt. Abgesehen von den Proben mit beigemischtem schwerem Oel aus Steinkohlen, das sich durchaus ungünstig verhielt, zeigte der Oelzusatz zweifellos eine gewisse Verringerung der Porosität, aber durchweg auch eine Herabsetzung der Festigkeit. Bei den mageren Mörteln war der mittlere Druckfestigkeits-Verlust bei 5% Oelzusatz 14%, bei 10% Oelzusatz 22%; für den fetten Mörtel waren die bezüglichen Zahlen 24 und 37%.

Versuche, die Aufschluß geben sollten über Durchlässigkeit und Zersetzung im Meerwasser sind, um in nicht zu langer Zeit Ergebnisse zu erzielen, vom Verfasser mit mageren und porösen Mörteln durchgeführt worden, wie man sie im Seebau ja eigentlich nicht verwenden soll. Es wurden aus Mörtelmischungen mit 250, 350, 450 kg Zement auf 1 cbm feinen Sand mit 16% Wasserzusatz Mörtelprismen und 7 cm - Würfel geformt. In das Innere der letzteren bettete man eine Röhre ein, um Seewasser unter 2 m Druck (mehr stand nicht zur Ver-

fügung) ins Innere treten zu lassen. Es wurde dann in bestimmten Zeitabschnitten das die Würfel durchfließende Wasser ermittelt. Die Würfel blieben zunächst an der Luft, dann wurden sie in ein mit Seewasser gefülltes Glas gesetzt. Sie verhielten sich in Bezug auf Durchlässigkeit recht verschieden, erreichten den Höchstwert derselben nach sehr verschiedener Zeitdauer, dann folgte stets eine Abnahme. Bei den mageren Mörteln zeigte der Oelzusatz keinerlei gesetzmäßigen Einfluß, bei den Mörteln mit 450 kg Zement und ohnehin geringer Durchlässigkeit hat der Oelzusatz diese jedoch noch weiter verringert, namentlich am Anfang und es war während der Versuchsdauer, die allerdings nur auf 12 Wochen ausgedehnt wurde, nicht festzustellen, daß die Mörtel mit Oelzusatz mit der Zeit undichter wurden (durch Auslaugen des Oeles), als diejenigen ohne solchen.

Bezüglich des Angriffes des Seewassers auf die Mörtelproben zeigte sich hinsichtlich der ersten Anzeichen zwischen den Proben mit und ohne Oelzusatz kein Unterschied. Nach 12 Wochen dauernder Durchströmung der mageren Proben hat sich bei denjenigen mit 250 kg Zement fast durchweg, bei denjenigen mit 350 kg Zement z. T. bereits eine Zersetzungs-Erscheinung gezeigt. Die in Seewasser in Mittelwasserhöhe aufgehängten, also Ebbe und Flut unterworfenen Prismen zeigten dagegen nach 12 Wochen überhaupt keine deutlichen Veränderungen.

Schließlich wurden für den Verfasser im Pariser Laboratorium des ponts et chaussées, in welchem die entsprechenden Apparate zur Verfügung standen, noch Versuche unter hohem Druck von 10—70 m Wassersäule an Mörtelplatten von 75 mm Durchm., 25 mm Dicke aus dichtem, mit 10,5% Wasser angemachtem Mörtel 1:3 (gemischtkörniger Sand), ohne und mit 5 bzw. 10% Oelzusatz durchgeführt. Eine Reihe erhärtete 28 Tage vorwiegend an feuchter Luft und wurde dann absatzweise mit 10, 20, 30, 35 m und vom 41. Tage an unter 70 m Wasserdruk geprüft. Die andere Reihe erhärtete 8 Tage an der Luft, dann bis zum 29. Tage im Wasser, und wurde dann unter 20 und 30 m Druck geprüft. Auf neue unter Wasser gebracht wurde an ihnen die Druckprüfung nach weiteren 7 Tagen mit 30, dann 40 m fortgesetzt und dieser Druck wurde 34 Tage lang erhalten. Schließlich wurde nach 2 Tagen weiterer Ruhe im Wasser der Druck auf 70 m gesteigert.

Bei den Versuchen der ersten Reihe hat der Oelzusatz die Undurchlässigkeit gut gesteigert und dieser Zustand hat sich auch erhalten. Bei der zweiten Reihe dagegen war die Verringerung der Durchlässigkeit geringer und bei nur 5% Oelzusatz wurden die Proben schließlich durchlässiger als die reinen Mörtelproben. Das durchgetretene Wasser enthielt zweifellos Oel-Beimischungen.

Feret kommt nach diesen Versuchen zu dem Ergebnis, daß der Oelzusatz die Haftfestigkeit und Druckfestigkeit zweifellos schwächt, was jedoch für viele Fälle ohne Nachteile wäre, wenn dadurch merklich größere Undurchlässigkeit und wesentlich günstigeres Verhalten im Meerwasser erreicht würde. Durch einen geringen Oelzusatz wird nun allerdings die Porosität und Durchlässigkeit der Mörtel verringert, wenn diese an sich schon so dicht sind, daß sie ohnehin nur wenig Wasser durchlassen. Das Oel dringt dann tatsächlich bis in die feinsten Poren, aber es haftet nur wenig fest im Mörtel und steht in Gefahr ausgetrieben zu werden, wenn der Druck eine bestimmte Höhe erreicht, die von der Zusammensetzung des Mörtels abhängt. Dadurch können die Mörtel schließlich durchlässiger werden, als ohne Oelzusatz. Hierzu kommt, daß durch letzteren der Preis des Mörtels nicht unwesentlich heraufgesetzt wird. Feret hält es danach für richtiger, die Wasserdurchlässigkeit des Mörtels und Betons durch Erzeugung möglichst großer Dichte bei entsprechender Auswahl und Körnung der Mörtelstoffe ohne fremde dichtende Zusätze zu erzielen. —

Fr. E.

• Ueber die statische Berechnung der Untergrundbahntunnel.

Von Ingenieur E. M. Kilgus in Charlottenburg.

Der Uebergang von der eigentlichen, tielliegenden Untergrundbahn zur Unterpflasterbahn führte auch zur Anwendung der ebenen Decke und gab so mittelbar Veranlassung zu statischen Betrachtungen, denn bis dahin baute man noch im wesentlichen nach Handwerksregeln und persönlichen Erfahrungswerten.

Die Decke über dem Untergrundbahntunnel wird jetzt durchweg aus eisernen Trägern mit dazwischen gespannten Betonkappen gebildet. Kappen aus Ziegelgewölbe oder Bruchstein kamen früher auch zur Verwendung, spielen heute aber keine Rolle mehr.

Man berechnet die Deckenprofile als Träger auf zwei, drei, oder auch mehr Stützen unter Vernachlässigung der Einspannungsmomente im Endauflager.

Die ständige Belastung setzt sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion und dem der Ueberschüttung zusammen. Die Belastungsform ist die gleichmäßig verteilte. Die Verkehrslasten, bestehend aus Menschengedränge und den Raddrücken der Fuhrwerke oder Dampfmaschinen, können nur überschlägig berücksichtigt werden; es erscheint angebracht, an Stelle der Einzellasten eine entsprechende Gleichlast einzuführen, die mit der zunehmenden Ueberschüttungshöhe abnimmt. Das Ueber-

fluten des Tunnels durch Grundwasser um ein Maß δ erhöht die Deckenbelastung um rund $0,5 \delta \text{ t/m}^2$.

Da der Beton der Decke meist nur wenige Zentimeter hoch über den Walzprofilen abgeglichen wird, kann man eine Verbundwirkung in der Kappe nicht verbürgen; immerhin ist aber eine teilweise Entlastung der Träger nicht von der Hand zu weisen, sodaß die Formel $q \frac{l^2}{8}$ durch

$q \frac{l^2}{10}$ ersetzt werden kann. Außerdem ist ein Zusammen-treffen der ungünstigsten Belastungszustände wenig war-scheinlich und nur auf kurze Zeitspannen möglich, so-daß besonders hinsichtlich der Träger auf 2 Stützen keine Besorgnis vorliegen kann.

Die Berechnung der Unterzüge und Stützen weicht von der im Hochbau üblichen nicht ab; es ist nur er-wähnenswert, daß die früher allgemein übliche Fußplatte der Mittelstützen mehr und mehr durch Roste aus zwei verbundenen Normalprofilen ersetzt wird, da ein sorg-fältiges Einbetonieren derselben leichter zu bewerkstelligen ist, als ein vollkommenes Untergießen der Fußflächen.

Bei der Berechnung der Seitenwände lag es sehr nahe, diese als Stützmauern aufzufassen. Wenn auch die gegenseitige Absteifung durch die Decke günstig wirkt, so bedingen doch die an den Innenkanten wirkenden Auf-lagerdrücke eine verhältnismäßig große Mauerstärke, welche noch mehr ins Auge fällt, wenn man Seitenwände und Sohle als Ganzes auffaßt und als Zweigelenkrahmen untersucht. Man findet, daß die große Seitenwandstärke nicht nur wirtschaftlich unerwünscht, sondern auch aus statischen Gründen entbehrlich ist, weil die größten Mo-mente immer in der Sohle auftreten. Höhere Ueberschüt-tung und besonders größere Stützweite verstärkt diese Wirkung, größere Tauchtiefe im Grundwasser gleicht sie nur wenig wieder aus. Trotzdem ist bei der zweiten Auf-fassung nur in wenigen Fällen eine Sohlenverstärkung notwendig, da eine geringe Rundeiseneinlage genügt, um die Zugkräfte aufzunehmen.

Man könnte durch Verwendung hochwertiger Bau-stoffe die Konstruktionsstärken noch beschränken, wenn dann nicht der Auftrieb des Grundwassers die Gefahr des Aufschwimmens herbei führte. Es kann vorkommen, daß bei späteren Bauarbeiten größere Teile der Tunnelstrecke freigelegt werden müssen. Wird dann durch Naturgewalten oder unglückliche Zufälle die Absenkung des Grundwas-sers vereitelt, so bedeutet das die Zerstörung des Bau-werkes, wenn das Eigengewicht der Tunnelröhre nur ein wenig geringer ist, als das Gewicht der verdrängten Was-sermenge.

Die auf den Tunnelkörper wirkenden äußeren Kräfte werden am schnellsten rechnerisch ermittelt.

Auf die Seitenwände wirken Erd- und Wasserdruck; dazu kommt noch seitliche Auflast. Die Größe der wag-recht wirkend angenommenen Erddruckkraft ergibt sich unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Erde und Seitenwand nach der Formel:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_e h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

Der genaue Wert für ρ ist durchweg unbekannt und außerdem je nach der durchschnittlichen Erdschicht ver-schieden. Man nehme daher einen guten Mittelwert an,

etwa $\rho = 30^\circ$ bis 40° und bedenke, daß ein zu großer Wert von E nur für Seitenwand und Ecke eine große Sicher-heit bietet, nicht aber für die Sohle.

Bezeichnet man mit: h die Systemhöhe des Zweigelenkrahmens, t die Konstruktionshöhe einschließlich Ueberschüttung, und p die auf Erdgewicht zurückge-führte Auflast, so ist für einen Untersuchungs-Abschnitt von der Tiefe 1 nach Abbild. 1:

$$\begin{aligned} E_{o \min} &= \frac{1}{2} \gamma_e (h + t)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,6 (h + t)^2 \cdot 0,25 \\ &= 0,2 h^2 + 0,4 h \cdot t + 0,2 t^2 \end{aligned}$$

Statisch wirksam ist aber nur das untere Trapez von

der Höhe h ; es ist also abzuziehen $E_s = 0,2 t^2$ und es ver-bleibt:

$$E_{\min} = 0,2 h^2 + 0,4 h t,$$

wobei $0,2 h^2 = S_D$ eine Dreieckslast ist

und $0,4 h t = S_R$ eine Rechtecklast.

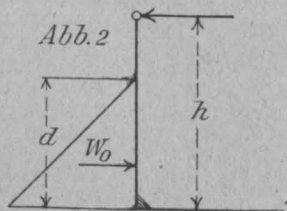
Der erste Wert ist, da h für die ganze Strecke fast immer gleich bleibt, eine Konstante, der zweite ist nur abhängig von t .

Die Auflast p erzeugt einen Zusatzwert:

$$S_p = 0,4 h \cdot p \text{ und somit wird}$$

$$E_{\max} = 0,2 h^2 + 0,4 h (t + p).$$

Das Grundwasser erzeugt bei der Druckhöhe d einen Seitendruck: $W_o = 0,5 d^2$ (Vgl. Abb. 2). Gleichzeitig tritt aber bis zur selben Höhe eine Ge-wichtsverminderung der Hinterfüllung ein von $\gamma_e = 1,6 \text{ t/m}^3$ auf $\gamma_e' = 1,1 \text{ t/m}^3$.



Es sind also abzuziehen $W_s = 0,2 (1,6 - 1,1) d^2 = 0,1 d^2$ und es verbleibt die Zusatzlast:

$$S_w = 0,4 d^2$$

Wird d größer als h , so tritt (Vgl. Abbildung 3) wiederum das untere Tra-pez in Wirksamkeit mit $S_w = 0,4 d^2 - 0,4 (d - h)^2$ ($d > h$)

$$\begin{aligned} &= 0,4 (2 dh - h^2) \\ &= 0,8 dh - 0,4 h^2. \end{aligned}$$

Der letzte Wert, der Dreieckswert, ist diesmal negativ.

Einseitige Auflast bedingt die Heranziehung des passiven Erddruckes auf der anderen Seite; eine besondere Unter-suchung hierfür ist über-flüssig. Auf die Tunnelsohle ist in der Hauptsache nur lot-rechte Belastung wirksam, welche sich aus den Auflager-drücken der Deckenträger und dem Gewichte der Seiten-wände zusammensetzt. Der überall aufliegende Beton-körper der Sohle kann durch sein Eigengewicht keinerlei Biegemomente hervorbringen, er liefert nur einen Beitrag zur Bodenpressung, der bei hinzutretendem Grund-wasser einen entsprechenden Teil des Bodendruckes auf-hebt, den dieses erzeugt.

Bezeichnet man mit: l die Stützweite, g das Eigen-gewicht der Decke einschließlich Ueberschüttung, p die Nutzlast, beides auf das m^2 bezogen, und W das Gewicht beider Seitenwände, so ist für die Untersuchungstiefe 1:

$$Q_o = l (g + p) + W,$$

worin für W zweckmäßig ein konstanter Mittelwert ein-geführt wird.

Grundwasser von der Druckhöhe d erzeugt bei einer Sohlenstärke $= s$ einen Bodendruck von:

$$B = l (0,5 s + d - 2,2 s)$$

$$= l (d - 1,7 s)$$

Der Restbetrag für den Erdgegendruck beträgt:

$$Q = Q_o - B = l \cdot (g + p - d + 1,7 s) + W.$$

Ueberflutet das Grundwasser um δ , so erhöht sich die Auflast um die Größe

$$0,5 l \cdot \delta \text{ (vergl. Deckenberechnung)}$$

und statt Q wird

$$Q_1 = l (g + p - d + 1,7 s + 0,5 \delta) + W.$$

Die Wirkungsweise des Wasserdruckes ist nach den Gesetzen der Hydraulik gleich der einer gleichmäßig ver-teilten Belastung; von derjenigen des Erdgegendruckes wissen wir nur, daß sie abhängig ist von der Bodenart, von der Verteilungsbreite, von der spezifischen Bodenpressung und vom Grundwasserstand. Indessen ist es ratsam, auch hier die gleiche Annahme zu machen; nur bei ver-hältnismäßig großen Stützweiten sollte man eine andere Verteilung voraussetzen, z. B. in Dreiecksform. Die an-fangs sehr unterschiedliche Baugrundbelastung erfährt im Laufe der Zeit einen mehr oder minder vollständigen Ausgleich durch die unvermeidlichen Setzungen, wobei der Tongehalt des Bodens und das Grundwasser die erste Rolle spielen.

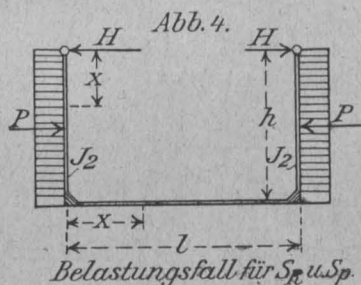
Verkehrsbelastung im Tunnel verstärkt die Wirkung des Sohlengewichtes; man kann sie vernachlässigen, weil nicht die spezifische Bodenpressung an sich das Ausschlag-gende ist, sondern die Größe der Biegemomente.

Selbst die Normalkräfte sind bei den großen Querschnittsflächen nicht von höherer Bedeutung, als die Nebenspannungen bei Fachwerkbrücken.

Der Ermittlung der inneren Kräfte muß die der statisch-unbestimmten Größen vorausgehen. Der Zweigelenkrahmen ist einfach statisch unbestimmt. Da es bei der Rechnung nur auf das gegenseitige Verhältnis der Durchbiegungen ankommt, kann man die Decke als starr annehmen und die unwesentliche Formänderungsarbeit der Normalkräfte und auch die der Temperatur vernachlässigen. Um jede Kombination zu ermöglichen, soll die Wirkung jeder Belastungsart für sich untersucht werden. In den nachstehenden Gleichungen und Formeln bezeichnet: P die Last und ihre Größe, H die durch sie hervorgerufene unbestimmte Horizontalkraft, J_1 das Trägheitsmoment der Sohle und J_2 das Trägheitsmoment der Wand. E_1 und E_2 werden als konstant betrachtet; im Zweifelsfalle sind diese Werte in den Formeln leicht zu berücksichtigen.

1. Fall: Gleichmäßig verteilte Last auf beiden Seitenwänden. (Vergl. Abbildung 4.)

Für einen Querschnitt x der Seitenwand ist:



$$M_x = P \frac{x^2}{2h} - H \cdot x;$$

$$\frac{\delta M}{\delta H} = -x$$

Für einen Querschnitt der Sohle ist:

$$M_x = P \cdot \frac{h}{2} - H \cdot h;$$

$$\frac{\delta M}{\delta H} = -h$$

Belastungsfall für $S_{R\text{ und } S_P}$.

Nach Castigliano muß: $\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\delta M}{\delta H} dx = 0$ sein, also:

$$\frac{2}{J_2} \left[- \int_0^h \frac{P x^3}{2h} dx + \int_0^h H x^2 dx \right] + \frac{1}{J_1} \left[- \int_0^l P \frac{h^2}{2} dx + \int_0^l H h^2 dx \right] = 0;$$

$$H = P \cdot \frac{2h^3 J_1 + 3h^2 l J_2}{3J_1 J_2 + 6l J_2}; \quad H = P \cdot \frac{3J_1 J_2}{8h J_1 + 12l J_2}$$

Das Verhältnis $\frac{J_1}{J_2}$ entspricht dem der dritten Potenzen der Konstruktionsstärken; als brauchbarer Mittelwert kann $\frac{J_1}{J_2} = 3$ eingeführt werden.

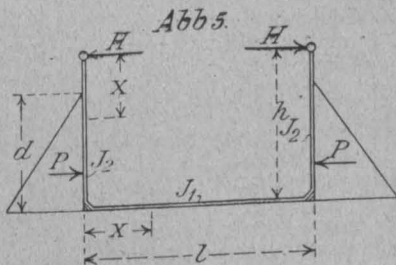
Die Systemhöhe h ist für die ganze Bahnstrecke so wenig veränderlich, daß dieser Wert konstant gesetzt werden kann. Für die Berliner Hoch- und Untergrundbahn ist $h = 4,50$. Durch Einsetzen dieser Werte vereinfacht sich der Ausdruck; es wird: $H = P \frac{l + 6,75}{2l + 18,0}$

Die Tunnelbreite schwankt zwischen $l = 4,00$ und $l = 14,06$ m, der Faktor von P ist demnach: $c_{1\min} = 0,413$ für $l = 4,00$ und $c_{1\max} = 0,451$ für $l = 14,06$.

Die Darstellung der übrigen Belastungsfälle kann auf das Wichtigste, auf das Bedingungsintegral und auf das Ergebnis beschränkt werden.

Fall II: Dreieckslast auf beiden Seitenwänden.

Belastungsfall für S_w bzw. S_D (Vergl. Abbildung 5).



$$\frac{2}{J_2} \left[\int_0^h H x^2 dx - P \int_{h-d}^h \frac{(x+d-h)^3 \cdot x}{3d^2} dx \right] + \frac{1}{J_1} \left[\int_0^l H h^2 dx - P \int_0^l \frac{dh}{3} dx \right] = 0$$

$$H = P \cdot \frac{(0,5 h d^3 - 0,1 \cdot d^3) \cdot J_1 + d h l J_2}{2h^3 J_1 + 3h^2 l J_2}$$

$$\text{Für } d = h \text{ wird: } H = P \cdot \frac{0,4 h J_1 + l J_2}{2 h J_1 + 3 l J_2}$$

Grenzwerte: $c_{2\min} =$

$$0,241 \text{ für } l = 4,00, \quad c_{2\max} = 0,281 \text{ für } l = 14,06$$

Fall III: Gleichmäßig verteilte Last P auf die Sohle (ohne Mittelstützen). (Vergleiche Abbildung 6.)

Belastungsfall für B (vergleiche S. 110)

$$\frac{2}{J_2} \int_0^h H x^2 dx + \frac{1}{J_1} \left[\int_0^l H h^2 dx - P \int_0^l \frac{x^2}{2} dx + P \int_0^l \frac{x^3}{2l} dx \right] = 0;$$

$$H = P \frac{l^2 J_2}{8 h^2 J_1 + 12 h l J_2}$$

$$\text{Grenzwerte: } c_{3\min} = 0,0228 \text{ für } l = 4,00, \quad c_{3\max} = 0,1587 \text{ für } l = 14,06.$$

Fall IV: Einzellast P in Sohlenmitte mit gleichmäßig verteiltem Gegendruck. (Vergleiche Abbildung 7.)

$$\frac{2}{J_2} \int_0^h H x^2 dx + \frac{2}{J_1} \left[\int_0^l H h^2 dx - P \frac{h}{2l} \int_0^l x^2 dx \right] = 0$$

$$H = P \cdot \frac{l^2 J_2}{16 h^2 J_1 + 24 h l J_2}$$

$$\text{Grenzwerte: } c_{4\min} = 0,0114 \text{ für } l = 4,00, \quad c_{4\max} = 0,0793 \text{ für } l = 14,6.$$

Fall V: Seitenwandbelastung mit dreieckförmig verteiltem Gegendruck. (Vergleiche Abbildung 8.)

$$\frac{2}{J_2} \int_0^h H x^2 dx + \frac{1}{J_1} \int_0^l H h^2 dx + \frac{P h}{3 J_1} \left\{ \frac{1}{l^2} \left[- \int_0^l 3 x \lambda^2 dx + \int_0^l 3 \lambda x^2 dx - \int_0^l x^3 dx \right] + \int_0^l \lambda dx \right\} = 0$$

$$H = P \cdot \frac{(l - 0,5 \lambda^2) \cdot J_2}{4 h^2 J_1 + 6 h l J_2}$$

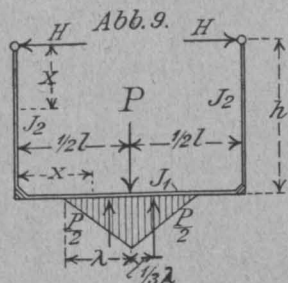
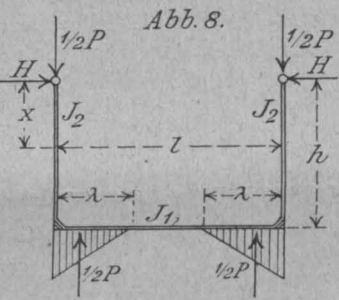
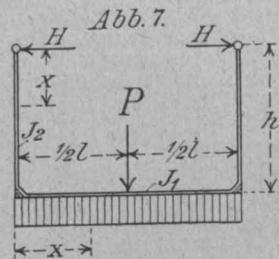
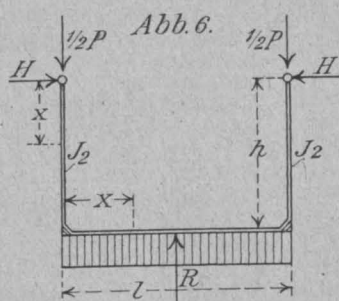
$$\text{Grenzwerte: für } l = 4,00 \text{ und } \lambda = \frac{1}{2} l, \quad c_{5\min} = 0,0171, \text{ für } l = 6,70 \text{ und } \lambda = \frac{1}{4} l, \quad c_{5\min} = 0,0232, \text{ für } l = 14,06 \text{ und } \lambda = \frac{1}{4} l, \quad c_{5\max} = 0,0694.$$

Fall VI: Belastung durch Einzellast in Sohlenmitte mit dreieckförmigem Gegendruck. (Vergl. Abbildung 9.)

$$\frac{2}{J_2} \int_0^h H x^2 dx + \frac{1}{J_1} \int_0^l H h^2 dx - P \cdot \frac{h}{3 l^2 J_1} \cdot \int_0^l \left(x + \lambda - \frac{l}{2} \right)^3 dx = 0$$

$$H = P \frac{l^3 J_2}{8 h^2 J_1 + 12 h l J_2}$$

$$\text{Grenzwerte für } \lambda = \frac{1}{4} l \text{ und } l = 6,70 \text{ m, } c_{6\min} = 0,0033, \text{ für } \lambda = \frac{1}{4} l \text{ und } l = 14,06, \quad c_{6\max} = 0,0099.$$



Die Betrachtung der Ergebnisse zeigt, daß nur die seitliche Belastung von größerem Einfluß auf H ist. Die Anteile der Sohlenbelastung haben nicht nur unter sich verschiedene Vorzeichen, sondern wirken auch in ihrer Gesamtsumme noch ausgleichend gegenüber dem Zuwachs der c_1 und c_2 bei wachsender Tunnelbreite. Weiterhin zeigt besonders Fall IV den günstigen Einfluß der Mittelstütze. Bei Anordnung von zwei oder mehr Stützen ist die Einwirkung der Sohlenkräfte so gering, daß man sie vernachlässigen kann.

Die statische Untersuchung kann nun ohne Schwierigkeiten zu Ende geführt werden. Kennt man H , so ergibt sich das Moment in der Seitenwand leicht aus der Bedingung: $Q = 0$. Vom Eckmoment braucht man nicht nur den absolut größten Wert, sondern auch den kleinsten, der in der Sohlenberechnung meist der ausschlaggebende ist.

Die Zahlenrechnung kann man sich wesentlich vereinfachen durch Ableitung von Näherungsformeln. Es ist hervorzuheben, daß es zwecklos und unsinnig ist, ganz genaue Spannungsziffern ermitteln zu wollen, so lange alle Rechnungsgrundlagen nur unvollkommen bestimmbar sind; hier sei nur auf die Erddrucktheorie hingewiesen und auf die großen Güteunterschiede von Betonkonstruktionen.

Für den Normaltunnel der Hochbahngesellschaft zu Berlin fand man beispielsweise in der Seitenwand bei 1,50 m Baulänge M_{max} zu $1,2 (t + 1,5 d)$, und das Eckmoment $M_{min} = 1,6 t + 3,0$,

$$M_{max} = 1,6 t + 4,2 + d^3 \cdot \frac{8,1 - 1,35 d + 0,06 d^2}{4,5 l + 40,5}$$

$$M_{max} = 1,6 t + 2,4 d - 2,2 \text{ usw.}$$

wobei alle Maße in m, alle Gewichte in t ausgedrückt sind.

Der Gemeinschaftsbahnhof am Nollendorfsplatz ist auch in statischer Hinsicht ein interessantes Bauwerk.

Die Anordnung der Bahnsteige in 2 Stockwerken übereinander führt zum zweifach unbestimmten System.

Die äußeren Kräfte werden genau in gleicher Weise ermittelt wie beim normalen Tunnel; es ist nur hinzuzufügen, daß man bei der Berechnung der lotrechten Lasten auch die Verkehrsbelastung der Zwischendecke berücksichtigen muß, denn sie vergrößert die Auflast der Wand und der Mittelstütze und damit auch den Bodengegendruck.

Die gesamte Systemhöhe beträgt ungefähr 9 m; auf das untere Stockwerk entfallen

4,7 m, auf das obere 4,3 m. Die Trägheitsmomente der Querschnitte in der oberen und unteren Seitenwand und in der Sohle verhalten sich wie 1:4:9; der Elastizitätsmodul wurde konstant angenommen.

Die Ermittlung der statisch unbestimmten Horizontalkräfte kann in derselben Weise erfolgen, wie beim normalen Tunnel. Die Momentengleichungen ergeben zwei Differentialquotienten und damit auch zwei Bedingungsgleichungen zur Bestimmung von H_1 und H_2 .

Die Auswertung der Integrale erfordert aber wegen der großen Zahlenwerte ziemlich viel Rechenarbeit, besonders wenn man die dreieckförmige Seitenbelastung ganz allgemein durch die Höhe d ausdrückt. Die Sätze von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen führen dann etwas leichter zum Ziel.

Bezeichnet man mit: l die Stützweite, mit d den Grundwasserstand und mit t die Ueberschüttungshöhe, so ist bei einem Verhältnis der Trägheitsmomente $J_1 : J_2 : J_3 = 1 : 4 : 9$ die Größe der statisch unbestimmten Horizontalkräfte H_1 in der Oberdecke und H_2 in der Zwischendecke gegeben durch folgende Gleichungen: (Vergleiche Abbildung 10):

1. Belastungsfall, gleichmäßig verteilte Last S_R auf beiden Seiten.

$$H_1 = S_R \cdot \frac{202 + 30 l}{1104 + 165 l}$$

$$H_2 = S_R \cdot \frac{625 + 102 l}{1104 + 165 l}$$

2. Belastungsfall, Dreieckslast S_w auf beiden Seiten.

$$H_1 (1104 + 165 l) = S_w \cdot \left[\frac{6313 - 5752 d + 873 l - 792 l d}{d^2} + \right. \\ \left. + 2041 + d (-345,8 - 48,3 l) + d^2 (25,95 + 3,675 l) + \right. \\ \left. + d^3 (-0,577 - 0,0817 l) + 279,3 l \right]$$

$$H_2 (1104 + 165 l) = S_w \cdot \left[\frac{-16183 + 14932 d - 1674 l + 1519 l d}{d^2} + \right. \\ \left. + 5396 + d (937 + 104,4 l) + d^2 (-61,5 - 7,05 l) + \right. \\ \left. + d^3 (1,366 + 0,1567 l) - 535,7 l \right]$$

Für den Grenzfall $d = h = 9,00$ m ergeben sich die Gleichungen:

$$H_1 = S_D \cdot \frac{49 + 5,5 l}{1104 + 165 l} \text{ und } H_2 = S_D \cdot \frac{512 + 95 l}{1104 + 165 l}$$

3. Belastungsfall, zwei Lasten $\frac{1}{2} P'$ über den Seitenwänden mit gleichmäßig verteiltem Bodengegendruck P' nach der Formel: $P' = p' l$.

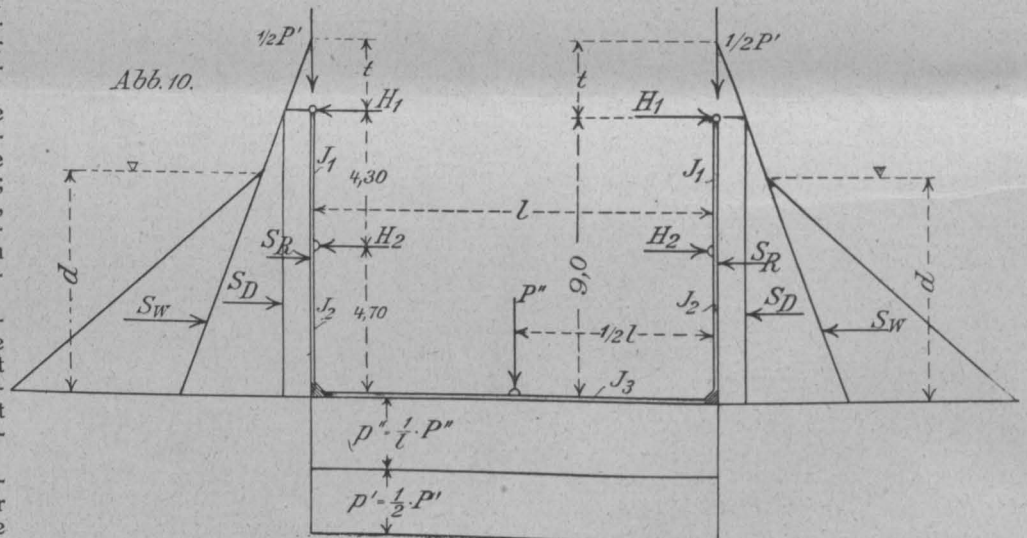
$$H_1 = - P' \cdot \frac{0,342 l^2}{1104 + 165 l}$$

$$H_2 = - P' \cdot \frac{3,58 l^2}{1104 + 165 l}$$

4. Belastungsfall, Mittelstützdruck P'' mit gleichmäßig verteiltem Bodengegendruck $P' = p' l$.

$$H_1 = P'' \cdot \frac{0,171 l^2}{1104 + 165 l}$$

$$H_2 = P'' \cdot \frac{1,79 l^2}{1104 + 165 l}$$



Die Kräfte H_1 und H_2 sind von der zugehörigen Deckenkonstruktion aufzunehmen. Bildet man den Trägeranschluß so aus, daß die Druckkräfte im Unterlansch der Deckenträger angreifen, so ist ein besonderer Aufwand an Trägermaterial vermieden und obendrein noch eine Sicherheit gegen die Wirkung der Deckenbelastung geschaffen. Zugkräfte, die bei sehr großer Stützweite und bei weggepumptem Grundwasser in der Zwischendecke auftreten können, sind nur von geringem Einfluß.

Auch hier führt der Einbau von mehreren Stützen oder von massiven Pfeilern zur Verringerung von P' und zur Verstärkung des Einflusses von P'' und damit auch zur Aufhebung der gegenseitigen Wirkung auf H_1 und H_2 .

Der Bodendruck des Grundwassers übertrifft den Restteil des Bodengegendruckes so sehr, daß eine andere Lastverteilung als die gleichmäßig verteilte hier nicht in Frage kommen kann. Alle übrigen Punkte sind schon bei der Besprechung des normalen Tunnels berührt.

Inhalt: Kabelkrane für Hochbauten. — Der Einfluß einer Beimischung schwerer Öle auf die Wasserdichtigkeit von Zementmörtel. — Ueber die statische Berechnung der Untergrundbahntunnel. — Abbildungen: Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

No 15.

Buhnenbauten unter Zuhilfenahme von Beton-Senkwellen in der Donau unterhalb Ulm zur Beseitigung einer Stromschnelle.

Von Stadtbaurat Gölner in Ulm a. D. Hierzu die Abbildungen S. 116 und 117.



Etwa 2 km unterhalb Ulm oberhalb des sogenannten „Steinhäule“ befindet sich in der Donau eine Stromschnelle, welche geeignet ist, der für die nächste Zeit in Aussicht genommenen Einführung der Kleinschiffahrt auf der oberen Donau zwischen Regensburg und Ulm ernstliche Schwierigkeiten zu bereiten, indem

dem ihr Bestand schon bei Mittelwasser die Bergfahrt eines mäßig beladenen Schiffes fast zur Unmöglichkeit macht.

Diese Stromschnelle hat ihre Ursache darin, daß sich hier eine Felsbank des weißen Jura schräg über die Donau zieht, welche eine Vertiefung der Sohle an dieser Stelle hintanhält, während eine solche unterhalb derselben eintreten kann und auch eingetreten ist, so daß die Felsbank jetzt wie ein Grundwehr wirkt. Dieser Zustand der Sohle, welcher aus dem Längsprofil der betr. Strecke, Abb. 1 a. f. S., ersichtlich ist, hat zur Folge, daß nicht allein die Wassertiefen an der kritischen Stelle ungenügend und jedenfalls auf ungenügende Breite vorhanden sind, sondern es treten auch derart starke Wasserspiegel-Gefälle auf — für kurze Strecken bis zu 10 ‰ —, daß der Fortbewegung von Schiffsgefäßen auch bei starker motorischer Leistung große Hindernisse erwachsen.

Die Beseitigung bzw. Verbesserung dieser Stromschnelle war daher angesichts der bevorstehenden Einführung der Kleinschiffahrt ein unabweisbares Bedürfnis.

Die erforderlichen Arbeiten wurden von der Stadtgemeinde Ulm im Winter 1915/16 zur Ausführung gebracht, nachdem sowohl die württemb. als auch die bayer. Flußbauverwaltung ihre Zustimmung zu dem vom städtischen Tiefbauamt unter Leitung des Verfassers aufgestellten Entwurf erteilt und insbesondere die württemb. Staatsregierung in dankenswerter Weise einen Kostenbeitrag bis zur Höhe von 20000 M. in Aussicht gestellt hatte.

Nach dem genannten Plan war die Verbesserung des Wasserspiegelgefälles so gedacht, daß auf der 800 m langen Strecke zwischen km 3+400 bis 2+600

der württemb. Flußeinteilung (die württemb. Kilometerteilung beginnt an der württemb.-bayer. Landesgrenze bei Tallingen und geht flussaufwärts) ein gleichmäßig ausgeglichenes Gefälle von 1,5 ‰ hergestellt werden sollte. Das durchschnittliche Wasserspiegelgefälle der oberen Donau bei Niederwasser beträgt bei Ulm etwa 1 ‰.

Zur Erzielung dieses verbesserten Wasserspiegelgefälles war in der Hauptsache unterhalb der Felsbank eine Hebung des Wasserspiegels herbeizuführen und zwar betrug die größte erforderliche Hebung bei dem für die Kleinschiffahrt noch in Betracht zu ziehenden niedersten Wasserstand von + 42 cm am Ulmer Pegel etwa 25 cm. Nur in untergeordnetem Maße war oberhalb eine Wasserspiegel-senkung bis zu 8 cm in Aussicht zu nehmen. Bei diesem neuen Wasserspiegelgefälle und dem genannten Pegelstand sollte dann die Wassertiefe in der zu 20 m Breite angenommenen Fahrrinne das Maß von 1,1 bis 1,2 m erreichen. Zu diesem Zweck waren außer den genannten Aufstauungen an einzelnen Stellen der Fahrrinne noch einige in der Hauptsache untergeordnete Felssprengungen bzw. Ausräumungen vorzusehen. Die größte Stärke der zu entfernenden Felsplatten betrug 20—30 cm.

Dieses Vorgehen, wonach die Verbesserung der Flußstrecke und die Schaffung einer genügenden Wassertiefe in der Hauptsache durch Aufstauung des bisherigen Wasserspiegels und erst in zweiter Linie durch ein in maßvollen Grenzen gehaltenes Aus-sprengen bzw. Ausbaggern der Flußsohle erzielt werden sollte, war darum geboten, weil ein zu weit gehendes Ausräumen unliebsame Absenkungen des flussauf gelegenen Wasserspiegels und damit unter Umständen eine Gefährdung der dort befindlichen Uferbauten im Gefolge gehabt hätte.

Die Hebung des Wasserspiegels wurde durch Staubuhnen bewirkt. Im Ganzen sind 12 Staubuhnen und zwar je nach Lage der Fahrrinne teils am rechten teils am linken Ufer eingebaut worden (siehe Lageplan, Abbildung 2 a. f. S.).

Die Buhnen haben Längen bis zu 20 m erhalten und sind senkrecht zum Ufer angeordnet. Sie folgen sich in Abständen von 50 m. Um die künftigen Unter-

haltungskosten auf ein Mindestmaß herabzudrücken und mit Rücksicht auf die starke Strömung entschloß sich die Bauleitung, von Faschinenbauten Abstand zu nehmen und ein neues System von Steinbuhnen zu verwenden, wie solches in Abbildung 3 im Querschnitt und Grundriß dargestellt ist.

Hiernach besteht das Gerippe der Buhnen aus einer in einem Stück hergestellten, 20 m langen und 80 cm starken Betonsenkwellen. Auf diese folgt in einem Abstand von 3 m ein System quadratischer Betonquader von 80 cm Seitenlänge und 40 cm Höhe mit lichten Seitenabständen von 20 cm. Der Zwischenraum zwischen der Senkwellen und den Betonquadern wurde zunächst mit groben Betonbrocken ausgefüllt

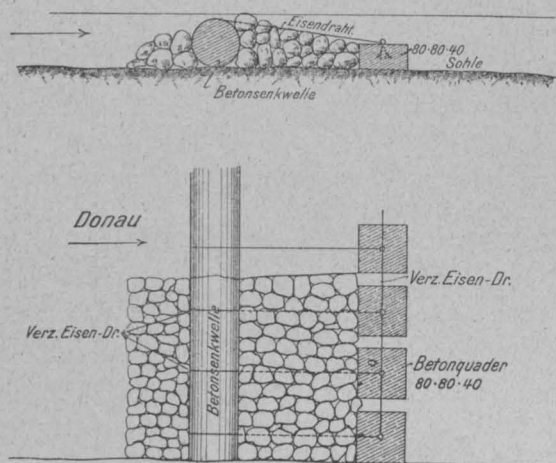


Abbildung 3. Buhnen-Querschnitt und Grundriß.

Direktion Triest bei der Jsonzobrücke nach der Bauweise „Feuerlöscher“ mit Erfolg angewendet worden und haben sich in den meisten Fällen bis heute gut bewährt. (Vergl. Deutsche Bauzeitung 1908, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau S. 88.) Sie haben bekanntlich den Vorzug, daß der Beton noch im weichen plastischen Zustand ins Wasser gelangt, sich den zufälligen Unebenheiten des Untergrundes anschmiegt und in dieser selbstgewählten natürlichen Ruhelage erhärtet. Das bei der Ulmer Betonsenkwellen zur Anwendung gelangte Verfahren unterscheidet sich von der erwähnten Bauart „Feuerlöscher“ dadurch, daß die Welle vor ihrem Einbringen nicht erst ausgeschalt wird, sondern daß

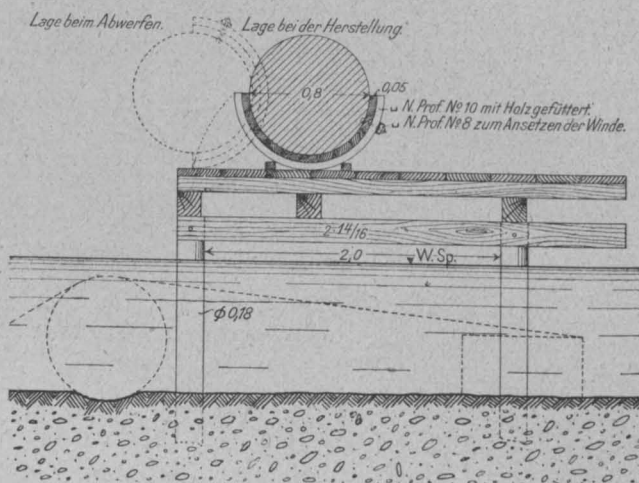


Abb. 4. Arbeitsgerüst für die Herstellung der Senkwellen.

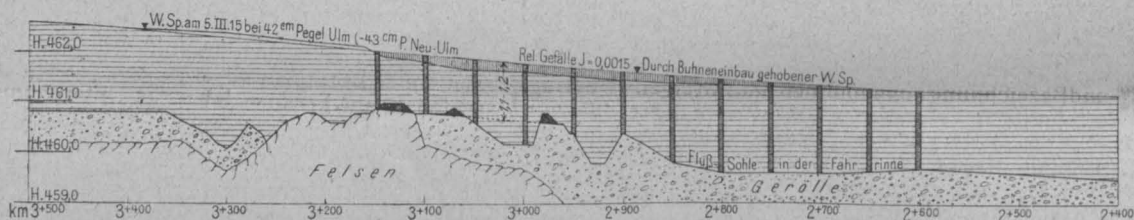
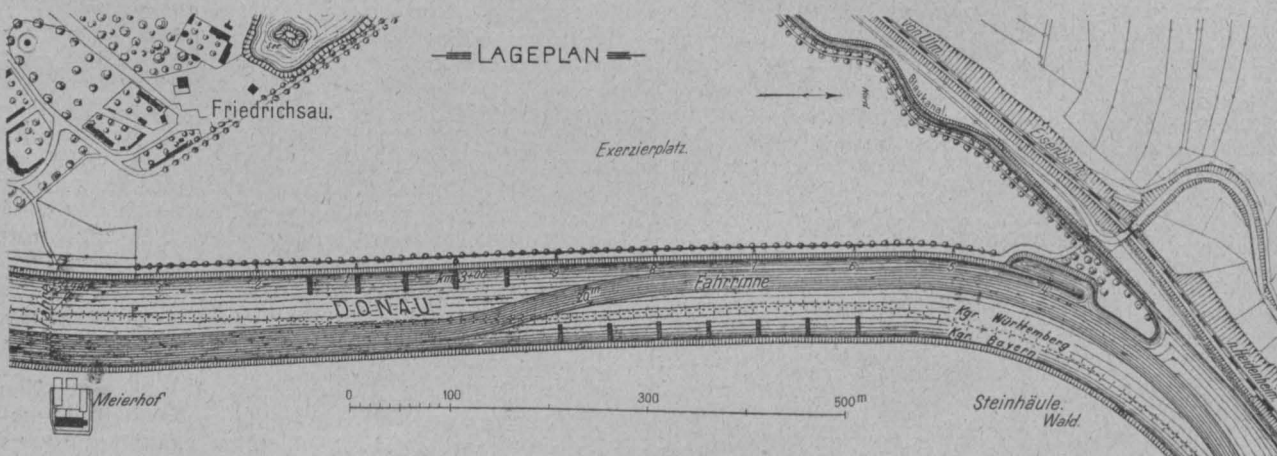


Abbildung 1. Höhenplan der Stromstrecke.

Abbildung 2. Lageplan.



und der eigentliche Buhnenrücken durch Aufbringen von feinerem Material zwischen die groben Brocken möglichst glatt gestaltet. Die Betonquader wurden sowohl unter sich als mit der Betonsenkwalze mit kräftigem verzinktem Eisendraht verbunden. Die Arbeiten sind in der Hauptsache beendet bis auf das Ausräumen der Flußsohle und das Ausgleichen der Buhnenrücken, zu welchen Maßnahmen kleinere Wasserstände abgewartet werden müssen.

Besonders interessant war die Herstellung der 80 cm starken Betonsenkwellen, welche hier wohl zum erstenmal in Längen bis zu 20 m erfolgte.

Die sogenannten Betonsenkwellen oder Beton-Senkwalzen sind bekanntlich erstmals in Oesterreich-Ungarn unter anderem von der k. k. priv. Südbahn an der Eisack sowie von der k. k. Staatsbahn-

sie vielmehr in ihrer halbzylinderischen Form verbleibt, mittels derselben fortgerollt und nach einer Drehung um 90° unmittelbar aus dieser heraus ins Wasser geworfen wird. Es ist klar, daß auf diese Weise Betonsenkwellen von fast unbegrenzter Länge mit Leichtigkeit ins Wasser geworfen werden können.

Der Arbeitsvorgang war folgender: (Vergl. die Konstruktionszeichnung Abb. 4 und die Aufnahmen 5—12, S. 116 und 117.) Auf das etwa 70 cm über dem jeweiligen Wasserstand hergestellte rd. 3 m breite Arbeitsgerüst wurden 4 halbzylinderförmige mit U-Eisen verstärkte Holzschablonen von je 5 m Länge und 80 cm lichte Durchmesser derart neben einander gelegt, daß sie eine durchgehende halbzylinderische Hohlform von 20 m Länge bildeten. In diesen Hohlkörper wurde zunächst ein System von 7 mm

starken Längs- und Querdrähten, letztere in Abständen von rd. 60 cm eingelegt und an den Kreuzungspunkten mittels Bindedraht gut miteinander verbunden. Auf dieses Gerippe wurde das Drahtgeflecht von 40 mm Maschenweite und 2,5 mm Drahtstärke und auf dieses die eigentliche Hülle, bestehend aus einem ziemlich dichten Baumwollstoff (Roh-Kretonne) aufgebracht. Nach diesen Vorbereitungen erfolgte das Einbringen des Betons im Mischungsverhältnis 1 : 6. Die aus der Halbform herausschauende obere Zylinderhälfte wurde hierbei mittels einer verschiebbaren oben offenen Blechschablone von etwa 1 m Länge möglichst gut geformt und zum Schluß die Senkwelle durch Uebereinanderschlagen des Baumwollstoffes und des Drahtgeflechtes geschlossen. Das Drahtgeflecht wurde mit schwachem Eisen draht vernäht. Schließlich wurde noch das obere System der Längsdrähte aufgebracht und die Querdrähte gut zusammengezogen und wiederum an den Kreuzungsstellen mit leichtem Bindedraht gebunden. Die Herstellung der Spitze erfolgte ohne besondere Schwierigkeit schwach konisch durch Einlage eines Futters in die letzte Schablone, das landseitige Ende der Welle wurde stumpf mit rechtwinkliger Schnittfläche ausgebildet mittels Einlage eines Eisenringes.

In diesem Zustand wurde die 20 m lange und 24000 kg schwere Welle in das Wasser geworfen. Die rinnenförmige nach außen vollkommene kreisrunde Gestalt der Schablone gestattete dabei ein fast müheloses Fortrollen der Form samt Inhalt, bis die Welle nach einer Drehung um 90° ganz von selbst aus ihrer Form heraus und ins Wasser fiel. Durch Anbringen leichter Halteketten wurde ein unbeabsichtigtes Mitreißen der einen oder anderen Scha-

blone verhindert. Die Schablonen können sofort wieder verwendet werden; ihre Abnutzung ist äußerst gering. Die ganze Herstellungszeit einer 20 m langen Welle währte von Beginn des Betonierens ab gerechnet 4—5 Stunden, das Einwerfen selbst wenige Minuten, sodaß ein vorzeitiges Abbinden des Betons nicht in Frage kam. Außerdem wurde ein langsam bindender Zement verwendet. Eine Auslaugung des Zementes ist bei der Anwendung von Baumwollstoff vollständig ausgeschlossen. Die Senkwelle schmiegt sich infolge ihres noch weichen Inhaltes allen Unebenheiten des Bodens an; die ursprünglich kreisrunde Form drückt sich schwach elliptisch. Das Einwerfen erfolgte anfangs unter Zuhilfenahme von 4 Bauwinden, späterhin einfach von Hand, wobei 8—10 Mann für die 20 m lange Welle vollständig genügten. Um in Fällen örtlicher Unterwaschungen ein etwaiges Durchbrechen der Welle zu verhindern, erhielt diese eine leichte innere Bewehrung bestehend aus 6 im Rechteck angeordneten 10 mm starken Rundeisen.

Die Kosten der 80 cm starken Senkwellen stellten sich ohne Gerüstbau auf etwa 20 M., mit Gerüstbau auf etwa 28 M. für das laufende Meter Länge. Hierbei kostete 1 qm Drahtgeflecht 95 Pfg., 1 m Baumwollstoff 1,6 m breit 1,60 M.

Die Ausführung erfolgte im Regiebau unter teilweiser Verwendung von russischen Kriegsgefangenen unter der Oberleitung des Verfassers. Die Bauleitung lag in den Händen des städtischen Bauinsp. Hurt. Die Senkwellen haben sich bis jetzt trotz verschiedener Hochwasser vorzüglich gehalten, was bei ihrem großen Gewicht nicht weiter zu verwundern ist. —

Architektur-Veröffentlichungen und Reklame auf Kosten der Unternehmer.

In den letzten Jahren sind zwei bisher unbekannte und anscheinend auch erst ganz neu begründete Verlagsfirmen Groß-Berlins, von denen die eine ganz kürzlich eine neue Form und Bezeichnung angenommen hat, mit eigenartigen Architektur-Verlagsunternehmungen hervorgetreten, die sich als Sonderveröffentlichungen der Werke einzelner Architekten darstellen mit dem ausgesprochenen Zweck, damit Propaganda für den betreffenden Architekten zu treiben. Den Sammelwerken wird ein Inseraten-Anhang beigegeben, für den die Architekten im Kreise der mit ihnen zusammen arbeitenden Unternehmer und Lieferanten persönlich werben sollen. Aus diesen Inseraten werden die Kosten des Verlagswerkes gedeckt, dessen Umfang, Ausstattung und Auflage die Verlagsfirma im Verhältnis zur Zahl der gewonnenen Inseratenseiten bestimmt. Aus den Inseraten bezieht auch die Verlagsfirma ihren Gewinn, denn die ganze Auflage des Werkes wird dem Architekten für seine Zwecke kostenlos zur Verfügung gestellt. Die für die Inserate seitens der Verlagsfirmen geforderten Beträge gehen dementsprechend auch über das bei Buchveröffentlichungen sonst übliche Maß weit hinaus (bis über 700 M. für die Seite).

Wie uns bekannt geworden ist, hat sich der „Bund deutscher Architekten“ bereits wiederholt mit dieser Angelegenheit beschäftigt. Auf Grund einer Rundfrage bei seinen Ortsgruppen, die fast durchweg diese Art der Veröffentlichungen als bedenklich bezeichnet haben, hat der Bundesvorstand die Ortsgruppen wiederholt aufgefordert, ihre Mitglieder zu warnen, mit den beiden Verlagsfirmen in Verbindung genannter Art zu treten, da die vom Bunde stets mit Nachdruck betonte notwendige völlige Unabhängigkeit des Architekten darunter leide. Diese Sachlage scheint aber doch nicht allgemein genügend gewürdigt worden zu sein, da noch in diesem Sommer lebhaft Klagen über diese Veröffentlichungen aus dem Kreise der Unternehmer uns zugegangen sind, die diese Art der Inseratenwerbung als einen auf sie ausgeübten Zwang empfinden. Schließlich hat sich der Bundesvorstand so empfinden. Schließlich hat sich der Bundesvorstand sogar genötigt gesehen, den Mitgliedern des B.D.A. mitzuteilen, daß die Veröffentlichung ihrer Bauten in Sonderheften der vorbeschriebenen Art nicht mehr gestattet werden könne und als ein Vergehen gegen die Grundsätze des Bundes angesehen werden müsse.

Da die Angelegenheit — wohl besonders begünstigt durch die recht schwierige Lage, in der sich unsere Architekten bei dem Darniederliegen der Bautätigkeit im All-

gemeinen befinden — recht weite Kreise gezogen hat, die über das Einflußgebiet des Bundes hinausgreifen, da wir andererseits annehmen dürfen, daß den Architekten nicht bekannt geworden ist, in welcher Weise z. T. von den Verlagsfirmen unter Bezugnahme auf ihren Namen auf die zur Inseratenabgabe heranzuziehenden Unternehmer eingewirkt worden ist, halten wir uns im eigenen Interesse der Architektenschaft für verpflichtet, diese Warnung unserer Fachgenossen zu unterstützen, indem wir ihnen durch Veröffentlichungen aus dem Schriftwechsel zwischen Verlagsfirmen, Architekten und Unternehmern unter Fortlassung aller Namen (die beiden Verlagsfirmen werden zur Unterscheidung mit X und Y bezeichnet) einen Einblick in die ganze Sachlage geben. Das Weitere überlassen wir dann ihrem eigenen gesunden Urteil.

1. Aus der „Lieferungs-Vereinbarung“ zwischen der Verlagsfirma X. und den Architekten über die Herausgabe der Veröffentlichung (gedrucktes Formular).

„Unterzeichneter beauftragt hiermit die Verlagsfirma X. mit der Lieferung eines Architektur-Werkes, enthaltend die von demselben bisher ausgeführten und anderweit möglichst noch nicht publizierten Bauten. Das Architektur-Werk wird als ein besonders umfangreiches, textlich und illustrativ sehr reichhaltiges geplant. Ueber Umfang und Auflageziffer werden die nachstehenden Vereinbarungen getroffen:

In Rede stehendes Werk soll den Titel führen Als Herausgeber fungiert die Firma . . . Der Erscheinungs-Termin wird auf den Monat . . . 191 . festgesetzt. Die Firma X. verpflichtet sich, die gesamte Auflage des Architektur-Werkes völlig kostenlos zu liefern, ausschließ-lich Verpackung und Frachtspesen, welche nach Eintreffen des Werkes zu entrichten sind. Die Firma X macht sich für die Lieferung des Werkes in der Weise bezahlt, daß sie dem Werk einen Inseratenteil anfügt und die Anzeigen bei den Lieferanten der Firma . . . abzuschließen. Letztgenannte Firma erklärt sich bereit, ein Verzeichnis ihrer sämtlichen Lieferanten und auch derjenigen Firmen, die voraussichtlich in nächster Zeit evtl. mit Lieferungen betraut werden könnten, an die Firma X umgehend abzugeben und die Lieferanten über das Erscheinen des Architektur-Werkes bis zum . . . d. M. in Kenntnis zu setzen. Die Auswahl der Illustrationen, trifft die Firma X., ebenso wird der textliche Teil von dieser Firma geliefert.

Ueber den Umfang des textlichen und illustrativen Teiles und die Auflageziffer wird Folgendes vereinbart:

Bei einer Insertionsbeteiligung von
 10 Seiten Anzeigen ... 16 Seiten Text bzw. Illustrationen
 15 " " 20 " " " "
 20 " " 32 " " " "
 30 " " 48 " " " "
 Die Auflageziffer des Architektur-Werkes wird wie folgt festgesetzt:

2. Aufforderungsschreiben eines Architekten an die Unternehmer für die Verlagsfirma Y (die uns bekannten Schreiben haben durchweg denselben Sinn und fast denselben Wortlaut wie unter a, der also von der Verlagsfirma ausgeht).

a. „Hierdurch teile ich Ihnen ergebenst mit, daß ich im Begriff stehe, ein Sammelwerk einiger meiner Bauten

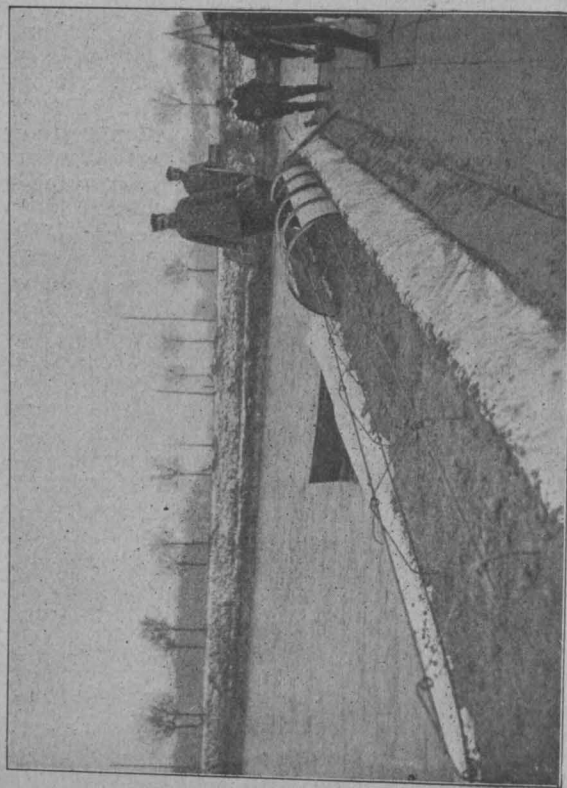


Abbildung 6. Einfüllen der Senkwelle.

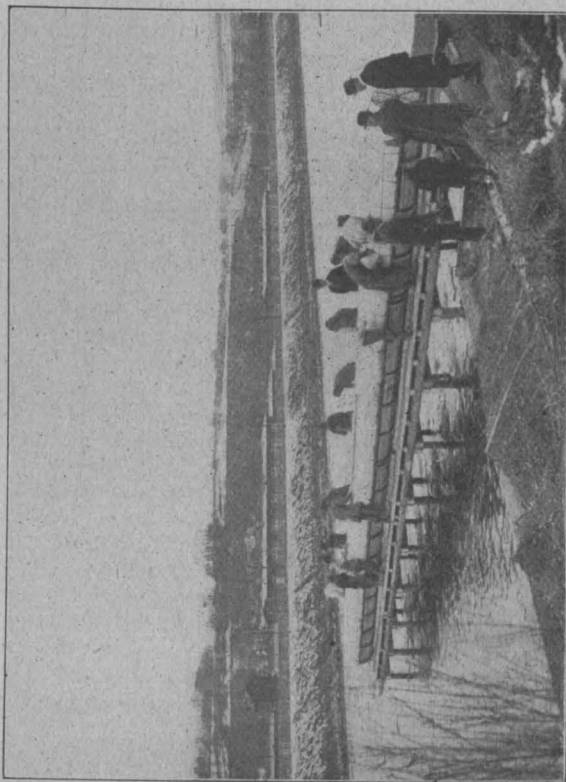


Abbildung 8. Binden der Senkwelle.
 Buhnenbauten unter Zuhilfenahme von Beton-Senkwellen in der Donau bei Ulm.

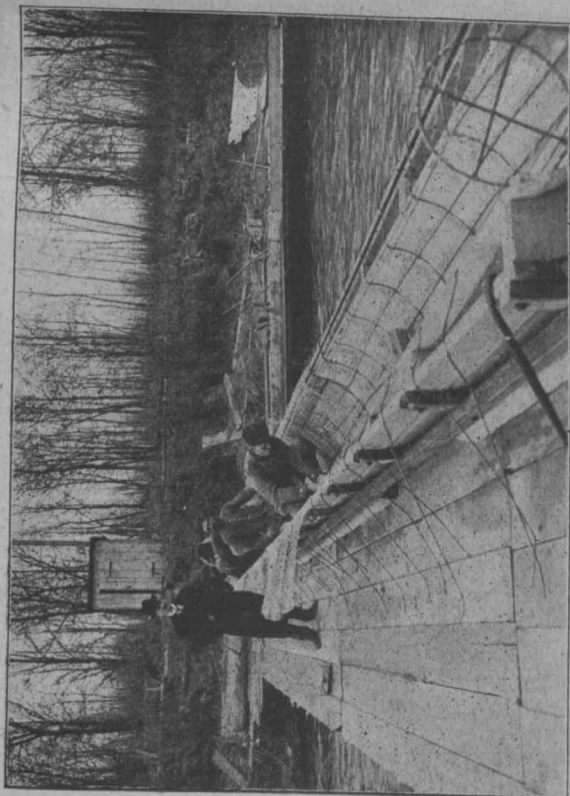


Abbildung 5. Einlegen der Längs- und Querdrahte und des Drahtgeflechtes.



Abbildung 7. Einfüllen der Senkwelle.

Bei 10 Seiten Anzeigen ... Auflage 1000 Exemplare
 " 15 " " " 1300 "
 " 20 " " " 2000 "
 " 30 " " " 4000 "
 Die Firma X verpflichtet sich innerhalb der Zeit eines Jahres ab heute, in der Stadt ... ein zweites Architektur-Werk nicht zu liefern, sodaß vorstehende Vereinbarungen eine Konkurrenz ausschließen.“ —

herauszugeben, dessen Zusammenstellung von mir persönlich geleitet wird. Die Herstellung und technische Bearbeitung des Werkes habe ich dem Spezial-Verlag für dieses Gebiet, nämlich der Firma Y, übertragen, da ich naturgemäß auf beste und künstlerische Ausführung den größten Wert lege. Es wird für diejenigen von mir ausgewählten Firmen, welche Lieferungen und Leistungen bei meinen Bauten ausführten oder sich für meine Aus-

führungen interessieren, Gelegenheit zur Anpreisung ihrer Tätigkeit enthalten. Ich werde das Werk weitesten Interessentenkreisen zugehen lassen und dadurch für eine wertvolle Verbreitung sorgen. Deshalb gehe ich wohl nicht fehl in der Annahme, daß Ihnen daran liegt, in diesem meinem Werk genannt zu sein, denn meines Erachtens dürften Ihnen Vorteile daraus erwachsen.

Insertion benutzen, nochmals extra unter besonderer Angabe ihrer an den einzelnen Bauten gehaltenen Ausführungen genannt werden.“

3. Aus dem Aufforderungsschreiben eines Architekten an die Unternehmer für die Verlagsfirma X. (Andere Schreiben nähern sich nach Form und Inhalt mehr dem Schreiben unter 2.)

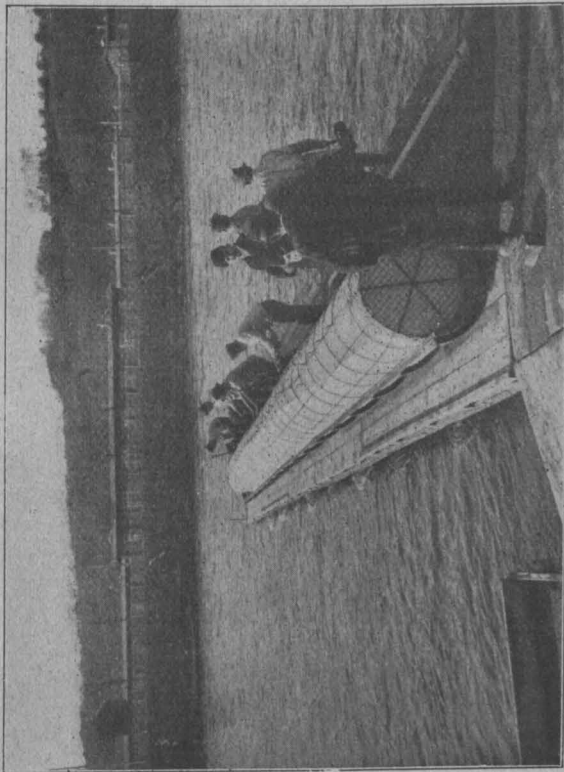


Abbildung 10. 20 m lange Senkwelle.

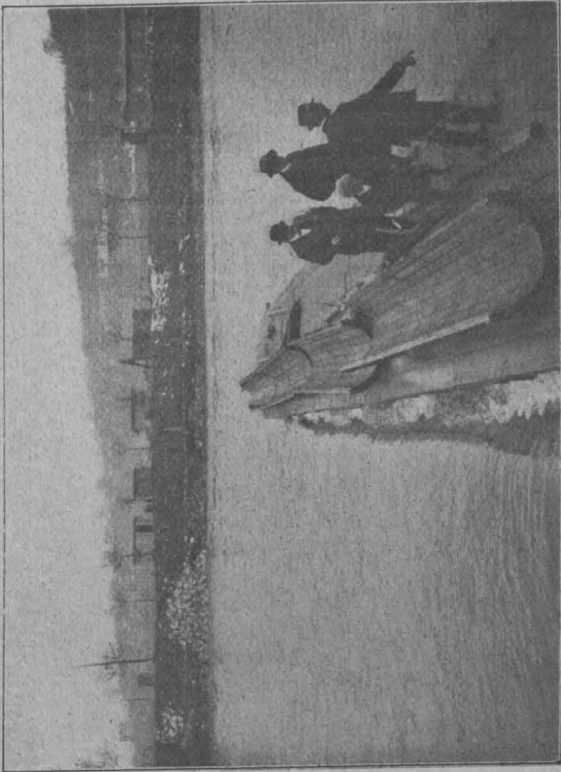


Abbildung 12. Nach dem Hineinwerfen der Senkwelle. Beton-Senkwellen in der Donau bei Ulm.

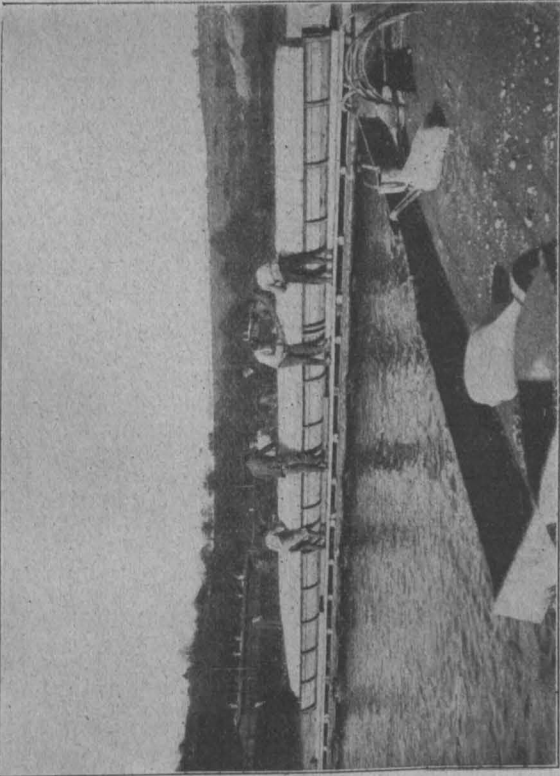


Abbildung 9. Binden der Senkwelle (links konisches Ende)



Abbildung 11. Das Einwerfen der fertigen Senkwelle. Bühnenbauten unter Zuhilfenahme von Beton-Senkwellen in der Donau bei Ulm.

Ich bitte deshalb um Ihre gefl. umgehende Rückäußerung, damit ich den Verlag veranlassen kann, mit Ihnen direkt über Ihre Aufnahme zu verhandeln.“ —

b. Ein Schreiben eines Architekten aus den letzten Tagen enthält noch folgende Bemerkung:

„Unter den in diesem Werke erscheinenden Illustrationen innerer und äußerer Ansichten werden diejenigen Firmen, welche den Propaganda-Anhang zur

„Das Werk wird in größerer Auflage durch uns unmittelbar an Bauherren und sonstige Interessentenkreise versandt. . . . Der Veröffentlichung soll ein Inseraten-Anhang angefügt werden, welcher in erster Linie für mit uns in Geschäftsverbindung stehende Firmen gedacht ist. Wir nehmen dabei an, daß auf diese Weise ein wünschenswerter Zusammenhang zwischen Text und Inseratenteil herbeigeführt wird, indem die abgebildeten Bauten gleich-

zeitig eine Empfehlung für die an ihrer Herstellung beteiligten Firmen darstellen. Wir haben der Verlagsgesellschaft zu diesem Zweck ein Verzeichnis unserer Geschäftsverbindungen an Hand gegeben, in welches wir auch Ihre Firma aufgenommen haben. Wir lassen Ihnen mit Vorstehendem hierüber Mitteilung zugehen, damit Sie unterrichtet sind, wenn der General-Bevollmächtigte der Verlags-Gesellschaft X sich in dieser Sache mit Ihnen in Verbindung setzt. Wir glauben, daß wir mit diesem Hinweis Ihrem Interesse dienen und daß es Ihnen erwünscht sein wird, von der Insertions-Gelegenheit Gebrauch zu machen, da das Heft in der geplanten Verwendungsweise gewiß besondere Beachtung finden wird.“ —

4. Aus den Briefen der Verlagsfirma Y. an die Unternehmer:

a) „Das Werk wird in einer Ausführung und Aufmachung erscheinen, die des Namens und der Stellung der Herren ... würdig ist. Ebenso werden die Herren ... es nicht an zweckmäßiger Verbreitung fehlen lassen, da das Werk ja eben als vornehmste und eindruckvollste Reklame hergestellt wird. ... Da, wie mir gesagt wurde, die Herren ... Ihnen schrieben, daß Ihre Beteiligung im gegenseitigen Interesse läge, hoffe ich möglichst bald auf Uebermittlung eines recht belangreichen Auftrages, um den Herren ... das Resultat meiner Unterhandlungen mit Ihnen mitteilen zu können.“

b) „Auch in Architekten-Kreisen erfreuen sich derartige Sammelwerke erfahrungsgemäß ganz besonderer Beachtung, was für die Anknüpfung neuer Geschäftsverbindungen wohl in Betracht gezogen werden muß. Abgesehen von diesen wichtigen Gründen dürfte eine Beteiligung Ihrer werten Firma an dem Sammelwerke des Herrn ... deswegen in Ihrem eigensten Interesse liegen, weil die Aufforderung von Herrn ... an seine Geschäftsfreunde bei deren Bereitwilligkeit weitere Aufträge in sich schließt, sodaß der Nutzen dieser vornehmen und gediegenen Propaganda allen Beteiligten zugute kommen soll. Wir empfehlen Ihnen daher, sich an dem vorgesehenen Propaganda-Anhang des Werkes mit einem Inserat zu beteiligen und bitten höflichst um Ihren gefälligen Bescheid, ob Sie Ihr Interesse an der Geschäftsverbindung mit Herrn ... veranlassen wird, in diesem Werk vertreten zu sein und bitten wir um gef. Mitteilungen, welchen Raum Sie für Ihr Inserat belegen wollen.“

c) „Auf unser erg. Schreiben vom ... blieben wir ohne Ihre gef. Rückäußerung und wir nehmen wohl mit Recht an, daß es Ihrerseits nur übersehen wurde, uns die Mitteilungen zu machen, daß Sie sich an der Herausgabe des Werkes, welches wir für Herrn ... zusammen stellen, beteiligen wollen. Es haben nur ganz wenige Firmen, welchen anscheinend an der Verbindung nichts liegt, ihre Beteiligung abgelehnt, jedoch dürften sie gewiß, nachdem uns Ihre werte Firma zur besonderen Aufmerksamkeit empfohlen wurde, geneigt sein, auch Ihrerseits Herrn ... durch Ihre Beteiligung erkennen zu geben, daß Sie die Verbindung mit ihm schätzen.“ —

Der gesamte hier angezogene Briefwechsel hat uns im Original vorgelegen.

Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Zum 70. Geburtstag von Kommerz.-Rat Konrad Freytag. Am 7. d. M. beging in Neustadt a. d. Haardt der Mitbegründer und langjährige Leiter der um die Entwicklung des Eisenbetonbaues in Deutschland hochverdienten und ihren Wirkungskreis nicht nur über ganz Deutschland, sondern auch ins Ausland und nach überseeischen Staaten erstreckenden Beton- und Eisenbetonbau-Firma Wayss & Freytag die Feier seines 70. Geburtstages. Im Jahr 1875 hatte er zunächst mit seinem Schwager Heidschuch die offene Handels-Gesellschaft Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. H. begründet, die den Betonbau zu ihrem Sondergebiet machte. 1884 erwarben sie dann für Süddeutschland die Monierpatente und das Vorkaufsrecht für ganz Deutschland (gemeinsam mit Martenstein & Josseaux in Frankfurt a. M.), welches letzteres sie jedoch 1886 an den Ingenieur G. A. Wayss, den Begründer der Monier-Gesellschaft in Berlin abtraten. Nach Heidschuch's Tod trat 1892 Wayss in die Firma ein, die i. J. 1900 in die A.-G. Wayss & Freytag mit einem anfänglichen Kapital von 1,2 Mill. M. umgewandelt wurde und deren Generaldirektor Freytag bis zum Jahre 1912 gewesen ist. Seitdem führt er im Aufsichtsrat der Gesellschaft den Vorsitz. Heute besitzt diese Niederlassungen in fast allen großen deutschen Städten und Tochter-Gesellschaften in Oesterreich-Ungarn (Italien, Rußland), Argentinien, ihr Aktienkapital ist auf 8 Mill. Mark gewachsen und sie beschäftigte zuletzt bis zu 15 000 Arbeiter und 800 Angestellte. An diesem Aufschwung der Firma hat die unermüdliche und zielbewußte Tätigkeit Freytags einen hervorragenden Anteil, der es auch verstand, ausgezeichnete Mitarbeiter heranzuziehen. Durch hervorragende, mustergültige Bauten hat die Firma bahnbrechend für die Verbreitung der Eisenbetonbauweise gewirkt, ein ganz besonderes Verdienst aber um die Entwicklung dieser Bauweise hat sie sich durch eigene umfangreiche wissenschaftliche Versuche, die mit großen Mitteln durchgeführt worden sind, erworben, sowie durch wissenschaftliche Veröffentlichungen, wie das klassische von dem langjährigen technischen Leiter der Firma Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch verfaßte Werk „Der Eisenbetonbau“.

An Auszeichnungen hat es Freytag, der seine Kraft auch noch in den Dienst des städtischen Gemeinwesens gestellt hat, nicht gefehlt. Zu seinem 70. Geburtstag hat ihn jetzt die Stadtgemeinde Neustadt a. d. H., die ihm Vieles verdankt, zu ihrem Ehrenbürger ernannt. Möge dem rüstigen und noch tatkräftigen Jubilar noch ein schöner Lebensabend beschieden sein!

Die Schiedsgerichts-Ordnung des Deutschen Beton-Vereins (E.-V.) nebst Gebührenordnung ist in der neuen Fassung, die sie auf Grund der Beschlüsse der Hauptversammlung vom 23. Februar 1916 in Berlin erhalten hat, nunmehr erschienen. In der neuen Fassung sind eine Reihe von Zweifeln klargestellt und die Rechte der Parteien teilweise erweitert worden. (Vergl. die Ausführungen über die Verhandlungen der Hauptversammlung über diesen Gegenstand Jahrg. 1916, No. 5, S. 39.) In der Gebühren-Ordnung ist der Satz für die Arbeitsstunde auf

6 M. erhöht worden, nachdem die gerichtliche Geb.-Ord. f. Zeugen und Sachverständige in der Fassung v. 10. Juni 1914 den Sachverständigen in ihrem § 3 diesen Satz für schwierige Fälle auch zugebilligt hat.

Die Schiedsgerichtsordnung des „Deutschen Beton-Vereins“ ist bekanntlich unter Mitwirkung von Vertretern deutscher Bundesstaaten aufgestellt worden und erfreut sich seit ihrem erstmaligen Erscheinen nach den Beschlüssen der Hauptversammlung vom 11. März 1909 einer stetig zunehmenden Anerkennung auch über den Mitgliederkreis des Vereins hinaus. —

Meldestelle der Stückschlackenkommission. Auf Ersuchen des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“ hat der preuß. Minister der öffentl. Arbeiten vor einigen Jahren eine Kommission eingesetzt, die die Verwendbarkeit der Hochofenschlacke als Zuschlag zu Beton- und Eisenbetonbauten eingehend prüfen soll. Diese Kommission, in der u. a. auch die Baubehörden des Reiches und Preußens sowie die Beton- und Zementindustrie vertreten sind, hat durch das kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde größere Versuchsreihen durchführen lassen, die dem Abschluß nahe sind. Daneben hat die Kommission auch eine Rundfrage über die bisherige Bewährung der Hochofen-Stückschlacke im Betonbau veranstaltet. Nur in ganz vereinzelten Fällen wurden schlechte Erfahrungen mitgeteilt. Da diese Fälle aber z. T. viele Jahre zurück liegen, so konnte bei ihnen meist eine einwandfreie Aufklärung nicht mehr erfolgen. Um nun in Zukunft etwaigen Schäden, die bei Betonbauten durch Verwendung von Hochofenschlacke auftreten sollten, sofort aufklärend nachgehen zu können, soll eine Meldestelle eingerichtet werden. Ebenso wie es seit Jahren beim Eisenbetonbau geschieht, sollen gemäß Kommissionsbeschuß von jetzt ab alle ungünstigen Erfahrungen mit Hochofen-Stückschlacke und Hochofen-Schlackensand im Beton- oder Eisenbetonbau an den „Verein deutscher Eisenhüttenleute“ in Düsseldorf 74, Breitestr. 27 berichtet werden. Der Verein wird die eingehenden Meldungen sammeln, untersuchen und der Kommission den Befund mitteilen.

Es ergeht daher an alle Kreise, insbesondere Baukreise, die dringende Bitte, ihnen bekannt werdende Fälle, in denen die Verwendung von Hochofenschlacke, sei es in Form von Stückschlacke oder Schlackensand, zu Schäden an Beton- oder Eisenbetonbauten geführt hat, der vorgenannten Meldestelle umgehend anzuzeigen. Ausdrücklich sei bemerkt, daß unter Schlackensand nur Hochofenschlacke verstanden wird, die durch Luft- oder Dampfstrahl zerstäubt oder durch Einlaufenlassen in Wasser gekörnt (granuliert) worden ist, nicht aber Hochofenschlacke, die beim Lagern an der Luft von selbst in Pulverform übergegangen ist und die man als Schlackensand bezeichnet.

Die Meldungen sollen möglichst ausführlich sein. Am besten bedient man sich hierzu eines Fragebogens, der von der oben bezeichneten Meldestelle auf Verlangen sofort abgegeben wird. Die Meldungen sollen u. a. enthalten: Angaben über das Alter des Bauwerks; welche

Mängel beobachtet wurden; bei welchen Bauteilen diese aufgetreten sind; worauf sie nach Ansicht des Bauleiters zurückzuführen sind; welche Zuschläge zum Beton verwendet wurden; wie das Mischungsverhältnis war, usw. Von besonderer Wichtigkeit ist es, bei auftretenden Schäden sofort von dem benutzten Zuschlagsmaterial und Zement Proben von mindestens 5 kg zurückzulegen.

Die Kosten für die Einsendung der Proben werden von der oben genannten Meldestelle gern erstattet.

Verbundtübbling beim Schacht- und Streckenausbau. Mit dem Ausbau von Bergwerkschächten in Eisenbetonbau mit und ohne Verbindung mit Tübbings-Ausbau haben wir uns in den „Mitteilungen“ bereits wiederholt beschäftigt*). In der berg- und hüttenmännischen Zeitschrift „Glückauf“, Jahrg. 1916 No. 19 und 20 wird dieses Thema von Berginsp. v. Goldkuhle, Essen, unter „Neuerungen auf dem Gebiet des Schacht- und Streckenausbau“ erneut behandelt. Die besondere Neuerung besteht hier darin, daß die Eiseneinlagen des Eisenbetonmantels nicht erst an Ort und Stelle aus Rundeisen zusammengesetzt werden, sondern aus Gitterträgern bestehen, die der Schachtscheibe oder dem Streckenquerschnitt entsprechend gebogen und mit Beton ausgestampft werden. Die Gitterträger werden in Segmente von etwa 3—5 m Länge eingeteilt und mehrere dieser Gitterträger durch Längsverbindungen in der Werkstatt zu einem tübbingförmigen Gitterwerk von 1—1,5 m Höhe zusammengebaut. Diese werden einzeln in den Schacht gefördert, hier zu einem Ring geschlossen eingebaut, gegen den Gebirgsstoß mit Holzkeilen verspannt, dadurch in ihrer Lage

der Saar- und Mosel-Bergwerks-Ges. und auch in England, zum Schachtausbau bei der Gewerkschaft Ewald, Matthias Stinnes, Zeche Bergmannsglück in Buer.

Der Aufsatz beschäftigt sich auch mit der Frage der Behandlung des Betons bei Gefriergründung. Danach wird der Beton selbst bei Zuhilfenahme von chemischen Zusatzmitteln durch die Kälte in seiner Güte gemindert, sodaß es wichtig ist, den Schachtmantel nachträglich noch vom Gebirgsstoß her durch Einpressen von Zement dichten zu können. Um den der Kälte am meisten ausgesetzten Beton (zwischen äußerem Blechmantel und Gebirgsstoß) gegen Frostscha den zu schützen, wird dieser aus Kies- und Zementmörtel hergestellt, d. h. einer Masse, in der die mittleren Korngrößen fehlen, sodaß also absichtlich ein poröser Beton erzeugt wird, der eine Ausdehnung des Wassers beim Gefrieren gestattet, ohne daß das Gefüge zerstört wird. Damit nach dem Auftauen des Gebirges der Schwimmsand nicht in die Hohlräume tritt und sich auf diese Weise der einzupressende Zement nicht im weichen Gebirge verliert, wird der Gebirgsstoß vor dem Einbau der Verbundtübblings mit einem nachgiebigen Stoff, z. B. Wolltuch, verkleidet, das sich dem Gebirge dicht anschmiegt und doch eine dichte Trennung zwischen Beton und Gebirge bildet. Nach dem Auftauen des Gebirges wird dann in den Hohlraum Zementbrühe eingepreßt, die ihn nun völlig dichtet und die Auskleidung in ihrem Bestand verstärkt.

Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von erhärtetem Mörtel und Beton. Zu dem von Dr.-Ing. Nitzsche in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1915, S. 332 ff. ent-

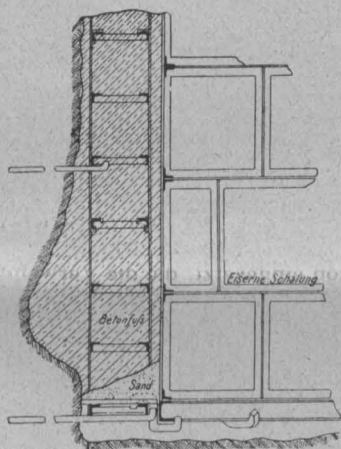


Abbildung 1.
Verbundtübbling in leichter Form.
Nach „Glückauf“! Berg- und hüttenmännische Zeitschrift 1916, Nr. 19.

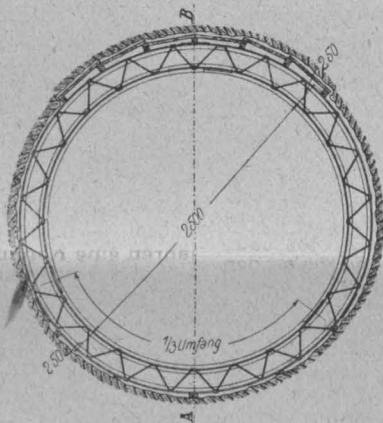
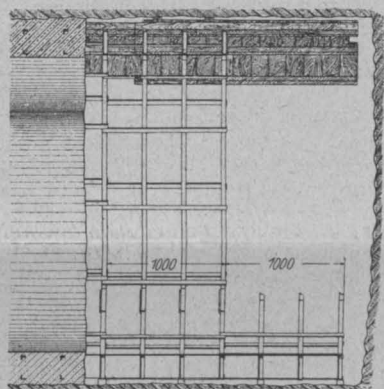


Abbildung 2. (Sumpf-) Strecken-Ausbau in Verbundtübbling
auf der Zeche Ewald. Fortsetzung I/III.



gesichert und dann einbetoniert. Abbildung 1 zeigt die leichte Form eines solchen Verbundtübblings im lotrechten Schnitt, die als Ersatz für den Ausbau in Holz, Eisenbahnschienen, Mauerwerk, Beton und dem gebräuchlichen Eisenbetonmantel mit Rundeisen dienen soll. Um ein Hineinbrechen des Gebirges zu verhüten, wird übrigens das Gitterwerk an der Außenseite mit einem engmaschigen Drahtgewebe umhüllt. Abbildung 2 zeigt eine Anwendung auf den Strecken-Ausbau. Der Verbundtübbling in seiner schweren Form für starken Druck, starken Wasserandrang, überhaupt für schwierige Gebirgs-Verhältnisse als Ersatz für gußeiserne Tübbings besteht aus einer Konstruktion vorbeschriebener Art in Verbindung mit einer äußeren Haut aus Blechen, versteift durch Profile, u. Umst. auch noch in Verbindung mit einem inneren Mantel aus gußeisernen Tübbings. Bei allen diesen Ausführungsarten ist in Abständen von je etwa 25—50 m der Einbau starker Tragkränze erforderlich, mit denen sich die Verkleidung am Gebirge aufhängt. Dem Artikel sind vergleichende statische Untersuchungen und Kostenvergleiche beigegeben gegenüber Mauerwerk und gewöhnlichen Gußeisen-Tübbings, die sehr zum Vorteil der neuen Bauweise ausschlagen.

Angewendet ist das Verfahren u. a. bereits mit Erfolg bei verschiedenen Schächten der Gewerkschaft Ewald,

wickelten Verfahren (das wir in No. 2 der „Mitteilungen“ kurz besprochen haben), nimmt jetzt auch ein Vertreter des kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, ständiger Assistent Dipl.-Ing. J. v. Wrochem an gleicher Stelle, Jahrg. 1916 Heft 4—6, Stellung. Er entwickelt zunächst das im kgl. Prüfungsamt übliche Verfahren, das teils in den Mitteilungen des Amtes Jahrg. 1906 und 1912 näher dargelegt worden ist (Vergl. auch unsere „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 184). Danach wird das Mischungsverhältnis — sofern die Zuschlagstoffe nach Vorproben nicht kohlen-sauren Kalk in Form von Kalksteintrümmern in größerer Menge enthalten — in folgender Weise ermittelt: Handelt es sich z. B. um Kiesbeton, so werden etwa 3 kg des getrockneten und zerkleinerten Betons mit verdünnter Salzsäure so lange behandelt, bis das Bindemittel in Lösung gegangen ist. Der Säureauszug wird mit den abschlämmbaren Bestandteilen von Sand- oder Kiesbestand abgesehen, absetzen gelassen und dann der Bodensatz von der beim Lösen des Zementes abgeschiedenen Kieseisensäure durch Ausziehen mit verdünnter Natronlauge befreit und getrocknet. Wird das Gewicht des so erhaltenen Zuschlagstoffes und der abgeschlämmtten Anteile von dem Gewicht des angewandten Betons abgezogen, so entspricht der Unterschied dem Gehalt des Materials an erhärtetem Zement. Sodann wird in einer kleinen, fein zerkleinerten Durchschnittsprobe des getrockneten Betons, sowie in einer Durchschnittsprobe des abgeschiedenen Zuschlagstoffes der Glühverlust bestimmt und daraus der oben erhaltene Bindemittelgehalt auf den Gehalt an Zement im ursprünglichen, nicht erhärteten Zustand umgerechnet. Bei der Umrechnung des Mischungsverhältnisses von Gewichts- auf Raumteile wird

*) Jahrg. 1910 S. 31 ff. Meurer, Der Eisenbeton zum Auskleiden von Schächten im Steinkohlengebirge; Jahrg. 1911 S. 20 ff. Derselbe. Verwendung des Eisenbetons in Steinkohlen-Bergwerksbetrieben; desgl. S. 62 ff. Dr. Mautner, Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiet des Bergbaues; Jahrg. 1913 S. 159 Elwitz, Ersatz gemauerter Schachtwandungen durch Eisenbeton (nur theoretisch); Jahrg. 1914 S. 124 ff. Dr. Mautner, Ueber einige Verstärkungs-Konstruktionen an Mauerwerk, Fluß- und Gußeisen durch Eisenbeton.

für den Portlandzement, der ja nicht im Urzustande zurückgewonnen wird, dessen Raumgewicht also nicht bestimmt werden kann, das Raumgewicht für 1 cbm mit 1400 kg eingeführt. Nach langjähriger Erfahrung im Amte läßt sich mit diesem Verfahren für die Praxis ausreichende Genauigkeit erreichen, es versagt aber, sobald die Zuschlagstoffe in Säure lösliche Bestandteile enthalten. Denn diese gehen dann mit in Lösung und ergeben dann nach der Rechnung eine zu fette Mischung. Enthält der Zuschlag in diesem Falle keine lösliche Kieselsäure, so läßt sich wenigstens angenähert mit Hilfe der Feststellung des im Beton enthaltenen Gehaltes von löslicher Kieselsäure verglichen mit dem Durchschnittsgehalte normalen Portlandzementes der Zementgehalt im Beton ermitteln. Der Höchstbestand wird erfahrungsgemäß in diesem Fall nicht mehr als $\frac{1}{2}$ Gewichtsteil betragen.

Bei dem Verfahren von Nitzsche bildet umgekehrt der Gehalt des Bindemittels von in Salzsäure unlöslichen Bestandteilen die Grundlage für die Berechnung des Mischungsverhältnisses und diese setzt die genaue Kenntnis einer ganzen Reihe von Eigenschaften sowohl der Zuschlagstoffe als auch des Bindemittels voraus. Diese Voraussetzungen werden in einer großen Zahl von Fällen, da es sich doch meist um Untersuchungen handelt, die der Herstellung des Betonbauwerkes erst in späterer Zeit folgen, nicht erfüllt sein. Bedenklich erscheint ferner die Grundlage der ganzen Berechnung, da im Falle unvollständiger Lösung des Zementes in der Salzsäure sehr bedeutende Fehler entstehen können. Nur bei großer Übung und sorgfältiger Arbeit könne man auf diesem Wege zu brauchbaren Ergebnissen gelangen.

Hr. Dr. Nitzsche gibt zu, daß das Verfahren des Amtes, das ihm unbekannt war, einfacher sei, als das seine, daß es aber auch gewisse Annahmen machen müsse und unter Umständen versage, bei denen nach seinem Verfahren vielfach noch Ergebnisse zu erzielen seien. Er habe jedenfalls nach seinem Verfahren nach längerer Übung zuverlässige Ergebnisse erzielt. —

Eine Eisenbeton-Straßenbrücke über die Alte Oder und den Schiffschiffkanal in Breslau, die den Namen Hindenburg-Brücke erhalten hat, ist während des Krieges mit einem Kostenaufwand von rd. 970 000 M. erbaut und kürzlich dem Verkehr übergeben worden. Die den Stromstrich unter etwa 67° kreuzende Brücke hat 12 m Breite (7,50 m Fahrdamm) erhalten und besitzt 5 unter der Fahrbahn liegende, doppelseitig bewehrte eingespannte Gewölbe von 27,80–32,40 m Spw., sowie einen über der Fahrbahn liegenden Bogen mit angehängter Fahrbahn von 54,90 m Spw., dessen Rippen nach der Emperger'schen Bauweise in Beton mit Gußeisen-Einlagen erstellt sind. —

Literatur.

Der Gewölbehau, neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung, von Dr.-Ing. R. Färber, Ob.-Ing. der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin 1916.

Demnächst erscheint in unserem Verlag das oben bezeichnete Werk, über das wir folgende Angaben machen: Inhaltsverzeichnis: I. Kapitel: Rasche Ermittlung der Formen und Normalkräfte von Gewölben (1. Gleichung der Mittellinie, 2. Rechnungsbeispiel, 3. Berechnung des Schubs, der Normalkräfte und der Zunahme der Gewölbestärke, 4. Unsymmetrische Bögen, 5. Unabhängigkeit von der Gelenkfrage, 6. Beispiele für die Genauigkeit der Schub-Berechnung, 7. Wölblinie, Inhaltsberechnung). II. Kapitel: Rasche Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern (1. Die theoretischen Grundlagen aus den Elementen abgeleitet, 2. Die Verkehrslastmomente, 3. Die Temperaturmomente, 4. Die Momente in den Pfeiler- und Widerlagerfugen, 5. Beispiel). III. Kapitel: Rasche Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbefugen. IV. Kapitel: Anwendungsbeispiel. V. Kapitel: Die Vorberechnung (1. Die wirtschaftlich günstigste Scheitelstärke, 2. Die Kämpferstärke, 3. Rechnungsbeispiel einer 160 m weit gespannten Straßenbrücke, 4. Die Wahl von Spannweite und Pfeil, 5. Unsymmetrische Gewölbe- und Rippenbögen). VI. Kapitel: Der Spannungsnachweis (1. Elastizitätsmodul und Gewölbequerschnitt für die Formänderung, 2. Elastizitätsmodul und Gewölbequerschnitt für die Spannungsberechnung, 3. Allgemeines Verfahren der Spannungsberechnung, 4. Tafel für die Berechnung symmetrisch bewehrter Gewölbequerschnitte mit Hilfe von Kernpunktsmoment und Widerstandsmoment, 5. Gesamtes Berechnungsverfahren, 6. Der Horizontalschub aus Eigengewicht und die Notwendigkeit, denselben künstlich herzustellen). VII. Kapitel: Das Gewölbeexpansionsverfahren (1. Grundlagen, Nebenspannungen, dau-

ernde Gelenke, provisorische Gelenke, Grundgedanke des Expansionsverfahrens, 2. Praktische Durchführung, 3. Der Drucklinienprüfer, 4. Die Ausrüstung des Gewölbes mittels Druckwasserpressen, 5. Behandlung des Gewölbes nach dem Ausrüsten, 6. Die Benutzung des passiven Erddruckes, Ausführungsbeispiel mit Messungsergebnissen, 7. Weiteres Ausführungsbeispiel; die natürliche und die künstlich hergestellte Stützlinie, 8. Die Ausbildung der Scheitelfuge bei Gewölben und Bogenrippen).

Der reichhaltige, durch 33 Abbildungen bereicherte Stoff bietet in gedrängter Darstellung ein wertvolles Hilfsmittel für das Entwerfen und Berechnen gewölbter Brücken und ermöglicht eine wesentliche Erweiterung des Anwendungsgebietes dieser mit so großen schönheitlichen und konstruktiven Vorzügen verbundenen Konstruktionen. —

Eisenbeton-Zahlentafeln von Reg.-Bmstr. Weese. Zusammengestellt in Uebereinstimmung mit den „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“, aufgestellt vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“, Oktober 1915, in Preußen eingeführt durch Erlass des Minist. d. öffentl. Arbeiten vom 13. Januar 1916. 3. Auflage. Berlin 1916. Verlag R. F. Funcke, Pr. brosch. 12 M. —

Die früheren Auflagen des vorliegenden Werkes, die unter dem Titel „Zahlentafeln für Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton“ erschienen sind, haben sich einer ausgedehnten Anwendung in Unternehmerkreisen zur Berechnung und auch bei Behörden zur raschen Nachprüfung von Eisenbeton-Konstruktionen erfreut. Die neue, 3. Aufl., die gegenüber den bisherigen wesentliche Veränderungen zeigt, ist wohl das erste Tabellenwerk, das auf den neuen Bestimmungen fußt, die im Januar d. J. in Preußen eingeführt worden sind und auch in den anderen deutschen Bundesstaaten zur Anwendung kommen dürften. Die beiden getrennten Hefte der alten Auflage sind jetzt in einen Band zusammengefaßt und sämtliche Tabellen sind für die Eisenspannung von 1200 kg/qcm neu berechnet. Die alten Tafeln behalten jedoch noch Gültigkeit für diejenigen Fälle, in denen auch die neuen Bestimmungen eine Herabsetzung der Eisenspannung auf 1000 kg/qcm vorschreiben, wie z. B. für Haupttreppen, Tanzsäle, Fabriken ($\sigma_b = 35$, $\sigma_s = 1000$ kg/qcm), Straßenbrücken ($\sigma_b = 40$, $\sigma_s = 1000$) usw. Sie sind auch dann zu verwenden, wenn durchlaufende Träger auf 3 und 4 Stützen nach den Regeln für kontinuierliche Systeme genauer berechnet werden sollen. In der neuen Auflage sind die hierauf bezüglichen Tafeln (für Tragwerke auf 4 Stützen mit ungleichen Feldweiten) fortgelassen, da die neuen Bestimmungen die Einschränkung der Berechnung auf nur dreifeldrige Tragwerke haben fallen lassen und da bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmäßiger Belastung der Berechnung die vereinfachte Annahme von

Feldmomenten von $\frac{ql^2}{14}$ für die Mittel- und $\frac{ql^2}{11}$ für die End-

felder zugrunde gelegt werden darf. Die für durchgehende Tragwerke geltenden Regeln werden daher im Hochbau wenigstens nur noch ausnahmsweise angewendet werden.

Erweitert ist das Werk durch Hinzufügen von Tafeln für Rippendecken, für doppelt bewehrte Platten, Balken und Plattenbalken, sowie für Säulen und Steineisendecken, auf welch' letztere die neuen Bestimmungen ja ebenfalls anzuwenden sind. Besonders wertvoll sind die Tafeln

für Decken bei verschiedenem Biegemoment ($\frac{ql^2}{8}$, $\frac{ql^2}{11}$, $\frac{ql^2}{14}$ und $\frac{ql^2}{24}$), aus denen ohne vorherige Schätzung des

Eigengewichtes der Platte, das im Verhältnis zur Nutzlast erheblich ins Gewicht fällt, und ohne weitere Berechnung für gegebene Nutzlast und Spannweite die erforderliche Dicke, der Eisenquerschnitt und das Eigengewicht unmittelbar entnommen werden können. Diese Tafel zeigt gegenüber den alten Auflagen wesentliche Abweichungen, da neue Annahmen über die Momentwerte gemacht werden mußten und da die Spannweite nach den neuen Bestimmungen nicht mehr als das 27 fache der Deckenstärke betragen darf.

Die Zahlentafeln werden in ihrer neuen Gestalt ein noch wertvolleres Hilfsmittel in der Hand des entwerfenden wie des kontrollierenden Ingenieurs bilden als in ihrer bisherigen. —

Fr. E.

Inhalt: Bühnenbauten unter Zuhilfenahme von Beton-Senkwellen in der Donau unterhalb Ulm zur Beseitigung einer Stromschnelle. — Architektur-Veröffentlichungen und Reklame auf Kosten der Unternehmer. — Vermischtes. — Literatur.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 16.

Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten.

Von Ingenieur H. H. Dietrich in Leipzig.

(Schluß aus No. 14.)



Im allgemeinen ist die Arbeitsfähigkeit eines Kranes gemäß Abb. 5, No. 14 insofern beschränkt, als der Kran feststehend an einen Ort gebunden ist und nur längs einer bestimmten Linie unterhalb des Tragseiles zu fördern vermag. Die Bauarbeiten gehen aber viel besser von statten, wenn der

Kran eine gewisse Beweglichkeit besitzt, um die Baustoffe, wenn auch nur von einem Ablieferungsplatze, nach jedem beliebigen Punkte des Baues fördern zu können. Mit der Krankonstruktion gemäß Abb. 1, No. 14 konnte man diese Aufgabe dadurch lösen, daß man die Türme fahrbar anordnete. Türme gemäß Abb. 4 und 5, die eine Höhe von 50—60 m haben, fahrbar zu machen, würde gefährlich sein. Man hat daher,

um der dringenden Forderung der Baustoff-Anlieferung zu jedem beliebigen Punkte des Bauplatzes und des Baues zu genügen, den Ausweg gewählt, daß man zwar einen Turm gemäß Abb. 3 feststehend anordnete, dafür aber den zweiten Turm radial fahrbar anbrachte. Abb. 6 und 7 a. f. S., die vom Bau der Technischen Hochschule in Stockholm entnommen sind, zeigen eine Krankonstruktion dieser Art, wobei Abb. 7 den fahrbaren Turm deutlicher erkennen läßt, der eine Höhe von etwa 29 m besitzt und auf einer auf Betonfundament angebrachten Druckschiene in einem Sektor um den nach Abb. 5 in No. 14 ausgebildeten, 55 m hohen festen Turm durch eigenes elektrisches Turmfahrwerk bewegt werden kann. Der fahrbare Turm liegt in der Richtung der Druckkomponente und dient, auch in der lotrechten Ebene beweglich angeordnet, zur Anspannung des Tragseiles, wobei sein Gewicht durch ein vom Turmkopf



Abbildung 9. Karussell-Kabelkran beim Bau der Jahrhunderthalle (Festhalle) zu Breslau.

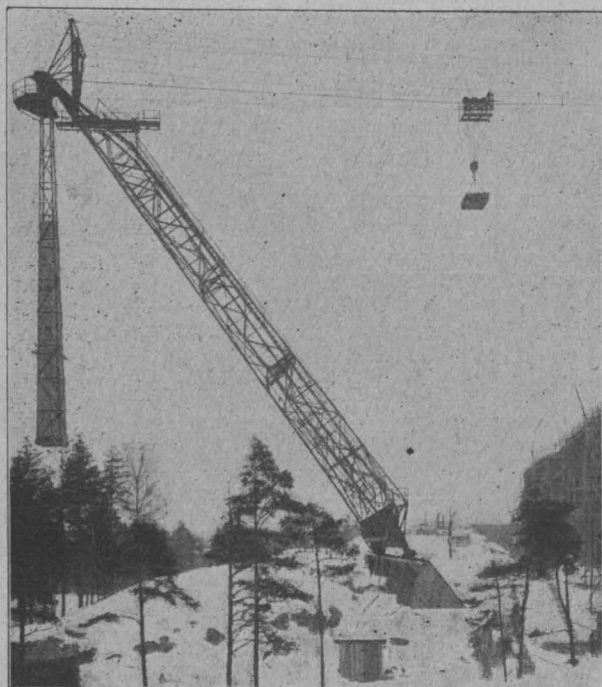
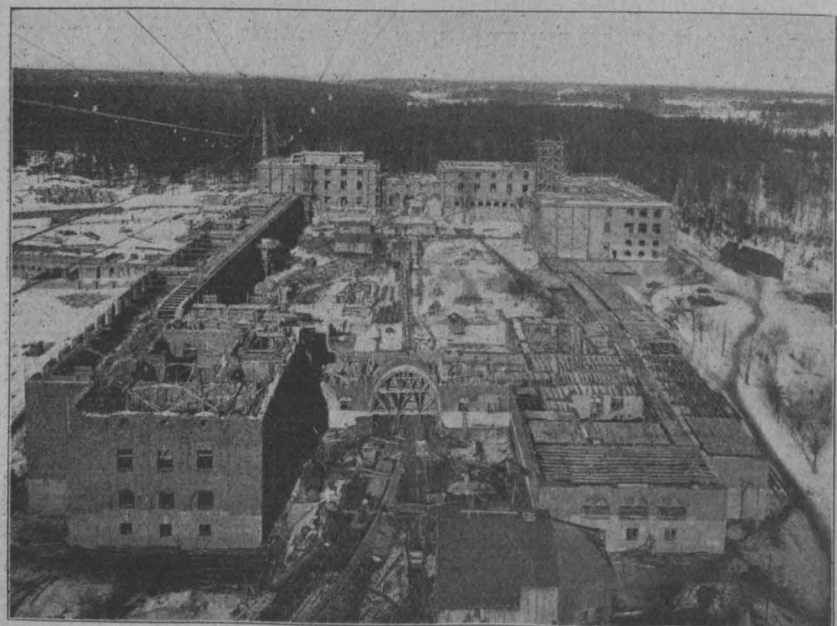
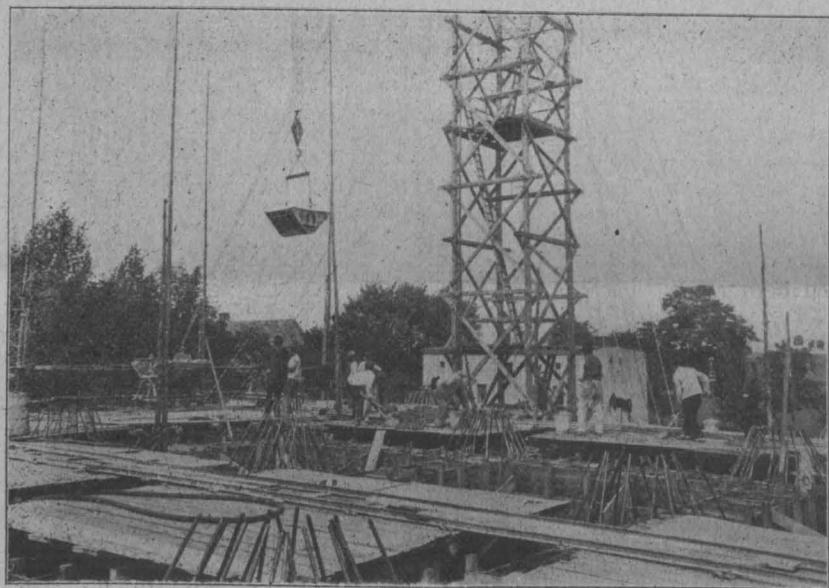


Abbildung 6 (unten).
Blick auf die Bau-
stelle der Techn.
Hochschule zu
Stockholm vom
Führerstand des
Kabelkranes aus.

Abbildung 7 (oben).
Radial fahrender
Turm der Anlage.

Abbildung 8 (Mitte).
Fuß des feststehen-
den Kranturms der
Anlage. Anlieferung
von Beton an der
Verarbeitungsstelle
(die Gesamtanord-
nung des festen
Turmes entspricht
Abb. 5 in No. 14).



Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten.

herunter hängendes Spanngewicht vergrößert wird. Der Kran besaß eine Spannweite von $278,5 \text{ m}$ v. M. z. M. Turmspitze. Der Höhen-Unterschied zwischen der Grundfläche des großen Turmes (der in Abb. 6 vor der Bildebene zu denken ist) und der Schienen-Oberkante des Pendel-Turmes betrug 18 m , die Tragkraft am Lastgehänge $2,5 \text{ t}$, die Katzfahrgeschwindigkeit 144 m/Min.

Die weitestgehende Ausbildung des beweglichen Hochbau-Kabel-Kranes wies der bei dem Bau der Breslauer Jahrhundert-Halle von der Firma Dyckerhoff & Widmann, Dresden, benutzte Karussell-Kabelkran auf, vergl. Abb. 9, S. 121.* Hier war ein feststehender Turm von 52 m Höhe im Mittelpunkt der großen Kuppel-halle errichtet, um den in einem Abstände von etwa 100 m eine Kran-Fahrbahn in geschlossenem Kreis angeordnet war, auf der zwei fahrbare Holztürme als Spanngewichtstürme mit aufgebautem Maschinen- und Führerstandhaus für zwei Kabelkrane führen. Der Kran förderte zunächst Aushub zur Seite und lieferte alle Holzteile für die Errichtung der großen Halle von oben her an Ort und Stelle, worauf der Kran mit Betonkübeln unmittelbar von den Beton-Misch-Maschinen den Beton aufnahm und auf den Bau förderte. Die Herstellung des riesigen Bauwerkes erforderte 13600 cbm Beton, 320 Eisenbahnwagen Zement, 1480 desgl. Kiessand, 1700 desgl. Steinschlag; zur Bewehrung waren 600 t Eisen erforderlich, von denen 135 t auf die Eisenkonstruktion des Zugringes entfielen. Die Rüstungen für die Betonarbeiten und Schalungen erforderten rd. 3000 cbm Holz. Alle diese Baustoffe wurden mit der Kran-Anlage gefördert. Der eigentliche Baubeginn fiel in den September des Jahres 1911. Zu dieser Zeit wurde mit dem Aushub der Fundamente begonnen, die bis zum Schluß des Jahres unter Grundwasserabsenkung fertig gestellt wurden. Zu gleicher Zeit begann man mit dem Abstecken der Gerüste für den Kuppel-Unterbau und dem Einrammen der Pfähle für die Kuppelgerüste. In der Zwischenzeit war die Kabelkran-Anlage fertig aufgestellt, während die Gerüste für den Unterbau Anfang 1912 fertig wurden. Mit dem Betonieren der Hauptpfeiler begann man Ende Februar 1912 und daran anschließend mit dem Betonieren der Bogen des Unterbaues. Die Betonarbeiten im Unterbau waren in der Hauptsache am 24. Juli 1912 beendet. Die Ausrüstung der Bogen erfolgte am 31. Juli 1912. Während des Betonierens des Unterbaues war das Unter- und Ober-Gerüst für die Kuppel selbst aufgestellt worden, sodaß sofort mit

*) Vergl. hierzu auch „Deutsche Bauztg.“ Jahrg. 1913, S. 746 und „Mitteilungen“ Jahrg. 1913, No. 14, S. 105 u. f.

dem Betonieren des Zugrings der Kuppel begonnen werden konnte. Dieser wurde am 21. August geschlossen. Die Kuppelrippen wurden in der Zeit vom 8. August bis 4. September betoniert. Im Anschluß daran wurden die Laternen und die übrigen Kuppelaufbauten eingeschalt und betoniert. Die Arbeiten waren in der Hauptsache Mitte November beendet. Die Absenkung des Kuppelgerüsts erfolgte am 19. November 1912, das Abbrechen der Rüstung für die Kuppel war Ende 1912 beendet, die Nacharbeiten des Kuppelbaues zogen sich bis Ende Januar 1913 hin. Die außerordentlich kurze Bauzeit von nur 16 Monaten ist in der Hauptsache dem Einfluß der Kabelkran-Anlage zuzuschreiben. Dank der Fahrbarkeit der 14 m hohen Holztürme, Abb. 10, S. 124, die mit besonderen elektr. Triebwerken ausgerüstet waren, konnte von jedem Punkte der bestrichenen Fläche nach jedem Punkte des Bauwerkes gefördert werden. Die Krane besaßen eine Tragkraft von je 2, 6 t, 30 m/Min. Hubgeschwindigkeit und 90 m/Min. Fahrgeschw. der Katze. Die Winden waren so gebaut, daß das Absenken und Abwärtsfahren ohne Strom mit entsprechender Beschleunigung erfolgen konnte. Die Einleitung der Hub- und Fahrbewegungen der Last, ebenso wie das Turmfahren erfolgte von den an den fahrbaren Türmen erhöht angebrachten Führerständen aus in bequemer Weise. Abb. 9, S. 121, zeigt die Krananlage mit der nahezu fertig gestellten Halle, Abb. 11, S. 124, die Benutzung des Kranes bei der Aufstellung der Rüstungen.

Das wesentliche Kennzeichen der Kabelkrane ist, wie schon mehrfach betont, die Ueberspannung der gesamten Arbeitsfläche, sodaß jeder Punkt des Bauwerkes von dem Kran bedient werden kann. Abbildung 6 vom Bau der Technischen Hochschule in Stockholm, die die Ueberspannung des ganzen Bauplatzes durch die Krananlage zeigt, und Abbildung 8, die das Einbringen von Beton an Ort und Stelle wiedergibt, lassen diese Vorteile deutlich erkennen.**)

In wirtschaftlicher Beziehung ist zu bemerken, daß, abgesehen von der Holzförderung für Schalungen und Rüstungen und der Steinförderung für Verkleidungen, der Kabelkran seine vorteilhaftesten Eigenschaften bei der Massenförderung gleichartigen Gutes zeigt, wie beim Ausschachten und Betonieren. Hier ist seine Leistung weitaus am größten. Sie ist abhängig von der Weglänge und von der Fahrgeschwindigkeit der Katze. Das gilt ganz besonders von Kranen mit sehr langgestreckter Fahrbahn. Durch die neueren Vervollkommnungen der Laufkatze und der Seilreiter zum Hochhalten des Zugseiles ist es gelungen, die Fahrgeschwindigkeit, wenn nötig, bis auf 666 m in der Minute zu steigern, wie das bei den Kranen bei den Gatungschleusen des Panama-Kanales***) der Fall war, sodaß das Hindernis der langen Katzfahrwege zum größten Teile behoben werden kann und die Verzögerungen durch die Fahrwege je nach den vorliegenden Fällen innerhalb enger Grenzen gehalten zu werden vermögen. Naturgemäß spielt für die Größe der Leistung auch die Tragkraft bzw. Fördermenge bei jedem Förderspiel eine Rolle. Sie beträgt bei einfachen Baukabelkränen der Regel nach nicht mehr als 2,5 t Höchstlast an der Katze. Es sind aber auch Krane für 5 t, 9 t und in doppelter Ausführung für 12 t Tragkraft ausgeführt worden.

In Abbildung 12 ist der Versuch gemacht, in Form von Linienzügen Anhaltspunkte für die Leistungsfähigkeit von Baukabelkränen zu geben und zwar über den Weg der Zahl der stündlichen Förderspiele, wobei für Anheben, Absenken und Kippen von vornherein 40 Sekunden bei jedem Förderspiel in Anrechnung gesetzt wurden. Die Abbildung zeigt im mittleren Teile Kurvenzüge für verschiedene Geschwindigkeiten des Katzfahrens, gibt also hier den Einfluß der Geschwindigkeit auf die Zahl der Förderspiele im Hinblick auf die Länge des Katzfahrweges an. Im oberen Teile ist durch geneigte Linien die Leistungsverminderung berücksichtigt, die durch die

Förderhöhe bei 90, 60 und 30 m sekundlicher Hubgeschwindigkeit eintritt. Die Nutzlast ist im unteren Teile der Abbildung berücksichtigt. Ohne Beachtung der Nebenumstände müßte die durch die beiden oberen Teile der Abbildung gefundene Stundenzahl der Förderspiele mit der Nutzlast multipliziert die Stundenleistung ergeben. Das ist aber nicht der Fall, da namentlich bei den größeren Leistungen für das An- und Abhängen und für das Kippen weit mehr Zeit gebraucht wird als bei kleinen. Die Leistungstabelle verschiebt sich also mit zunehmender Nutzlast.

Soll an der Hand der Abbildung die Leistung eines Kabelkranes bei bestimmtem Fahrweg hin und zurück, bestimmter Hubhöhe und Nutzlast festgestellt werden, beispielsweise für einen Förderpunkt in einer Entfernung von 150 m vom Entladepunkt und bei

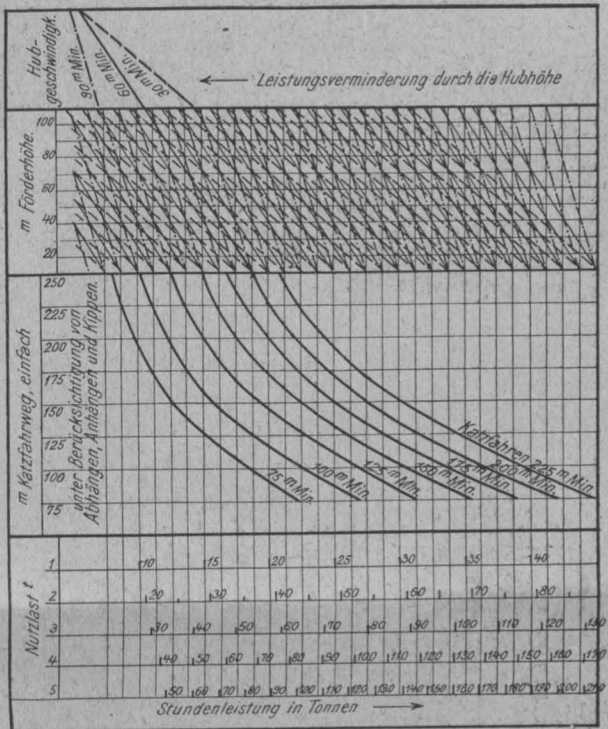


Abbildung 12. Bildliche Darstellung der Leistungsfähigkeit eines Kabelkranes.

einer Katzfahrgeschwindigkeit von 175 m in der Minute, so geht man von dem Schnittpunkt der Geschwindigkeitslinie für Katzfahren von 175 m in der Minute in der Wagrechten des Katzfahrweges von 150 m senkrecht nach oben bis zum oberen Teil der Abbildung und geht von hier aus in der Geschwindigkeitsrichtung für Heben weiter. Hat der in Rede stehende Kran 30 m Hubhöhe und eine Hubgeschwindigkeit von 60 m/Minute, so geht man von dem Treffpunkt der Basislinie in der Richtung der 60 m-Geschwindigkeitslinie nach links oben weiter bis zum Schnittpunkt der wagrechten Linie für 30 m Hubhöhe. Von hier aus geht man nun senkrecht in den untersten Teil der Abbildung. Hat der Kran beispielsweise 3 t Nutzlast, so findet man hier auf der 3 t Nutzlastlinie die Stundenleistung mit etwa 65 t. In entsprechender Weise läßt sich auch die erforderliche Hub- und Katzfahr-Geschwindigkeit ermitteln, wenn die anderen Größen bekannt sind. Bei Selbstgreifer-Betrieb, der bei Kabelkränen natürlich auch durchführbar ist, kann der Zeitverbrauch für Öffnen und Schließen der Schalen in Hubhöhe umgerechnet und eingesetzt werden, sodaß auch die Leistung für diese Förderart ermittelt werden kann. Die Darstellung ist unter Zugrundelegung rechnerischer Untersuchungen entworfen und unter Berücksichtigung der bekannt gewordenen Leistungsangaben von Kabel-

**) Es sei auch auf die Abbildungen 29 und 30 verwiesen, die in dem Aufsatz von Prof. Buhle über neuzeitliche Kabelkrane gebracht sind. Deutsche Bauzeitung, Jahrg. 1913, S. 716 u. f.

***) Vergl. Dtsch. Bztg. „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, S. 25 ff.

Kranen verschiedener Art abgeändert, sodaß die aus der Abbildung gefundenen Leistungen ungefähr den tatsächlichen Werten entsprechen dürften.

Eine Steigerung der Leistung kann bei Beton-Förderung noch durch Abkürzung der Förderlänge

dadurch erzielt werden, daß man nach Art eines amerikanischen Vorganges unterhalb der Kranbahn einen Trichter aufhängt, in den die Katze fördert und von diesem Trichter aus an Seilen aufgehängt und durch Seile geführte und verspannte verstellbare Förderrohre anbringt, durch die der Beton an die einzelnen Verwendungspunkte gelangt.

Bisher standen der Verwendung der Kabelkrane innerhalb Deutschlands Bestimmungen der Gewerbe-Aufsicht im Wege, nach denen verlangt wurde, daß unterhalb hängender Lasten keine Arbeiten ausgeführt werden durften. Nachdem jedoch bei einer sehr großen Zahl von Schleusen-, Kanal- und Brückenbauten, Hafen-Anlagen, Tagebauen u. s. f. Kabelkrane in immer steigendem Maße zur Anwendung gelangten, ergibt sich ohne weiteres, daß der Standpunkt, den die Gewerbeaufsichtsbeamten hier und da bisher Kabelkranen gegenüber eingenommen haben, zum großen Teil verlassen ist, sodaß der Kabelkran auch bei freistehenden Hochbauten sich in Zukunft immer weiter einführen wird. Er bietet hierbei den Vorteil, daß alle Arbeiten, das Ausschachten, das Holzzuführen, das Betonieren, die Steinförderung mit ein und derselben Maschine von oben her ohne Hilfsrüstungen ausgeführt werden können, wobei ganz beträchtliche Ersparnisse an Zeit in der Ausführung der Bauten erreicht werden, damit sind gleichzeitig auch wesentliche Lohnersparnisse verknüpft. Die Betriebssicherheit der modernen Kabelkrane ist durch die zahlreich bestehenden Anlagen voll bewiesen, sodaß in dieser Hinsicht keine Bedenken bestehen.

Die in vorstehenden Zeilen wiedergegebenen Kabelkran-Anlagen mit Ausnahme der in Abbildung 1 dargestellten amerikanischen Konstruktion, stammen sämtlich aus den Fabriken von Adolf Bleichert & Co. in Leipzig, welche Firma sich der Einführung der Kabelkrane in Europa seit über 12 Jahren mit besonderem Erfolg gewidmet hat. —

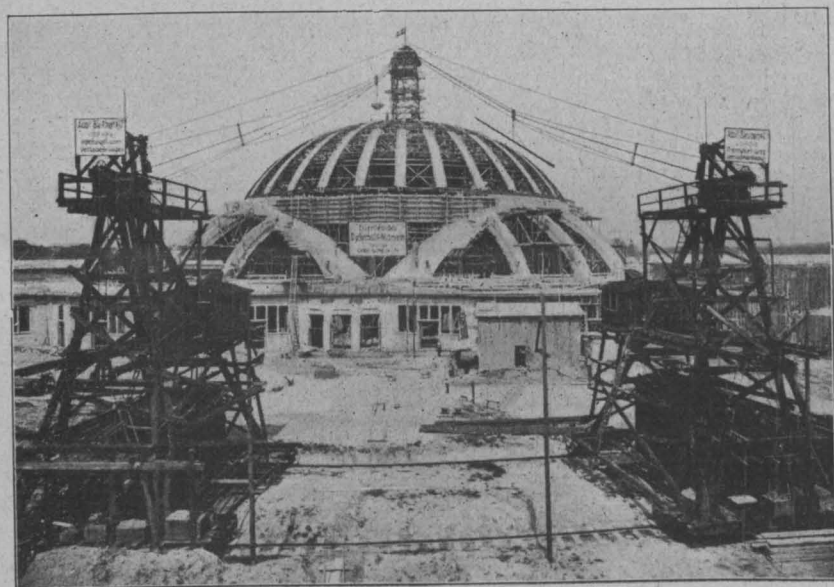
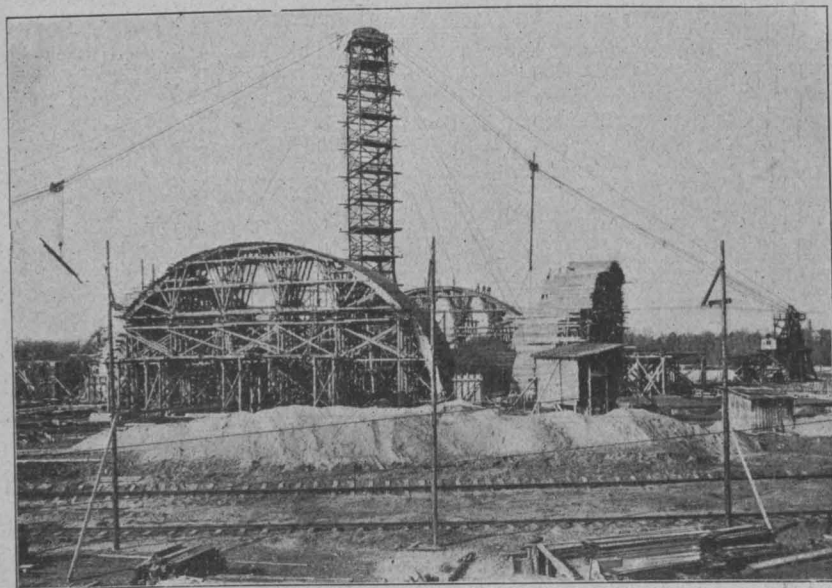


Abbildung 10 und 11. Karussell-Kabelkran beim Bau der Jahrhunderthalle zu Breslau bei Ausführung der Rüstungs- und Eisenbeton-Arbeiten. Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten.

Berechnung kreisförmiger Ueberwölbungen.

Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Magdeburg.

In Hochbau kommen zur Ueberdeckung von Hallen, Kirchenschiffen, Konzertsälen u. dgl. sehr häufig weitgespannte, dünnwandige Tonnengewölbe in Eisenbeton zur Ausführung, die gewöhnlich nur als Raumabschluß dienen und daher lediglich ihr Eigengewicht zu tragen haben. Meistens erhalten diese Ueberwölbungen auch durchgehends dieselbe Stärke, sodaß ihr Eigengewicht eine gleichmäßig über den Umfang verteilte Belastung darstellt. Die üblichen Hochbau-Gewölbe sind an den Kämpfern selten mit Gelenken versehen; meistens sind sie mehr oder weniger fest eingespannt und ihre genaue Berechnung erfordert daher einen ziemlichen Zeitaufwand. Die in den üblichen Hand- und Lehrbüchern angegebenen Formeln sind hier nicht brauchbar, weil sie gewöhnlich eine parabelförmige Bogenachse und eine über die Bogenspannweite gleichmäßig verteilte Belastung voraussetzen. Benutzt man solche Formeln dennoch für kreisförmige Ueberwölbungen, so

werden sich nur bei sehr flachen Bögen einigermaßen brauchbare Ergebnisse finden lassen.

Um die Berechnung weitgespannter Tonnengewölbe mit gleichmäßig über den Gewölbeumfang verteilter Belastung genau und mühelos durchführen zu können, gebe ich nachstehend eine Anzahl einfacher Formeln und entsprechender Zahlenwerte an, die ich gelegentlich der Ausführung solcher Gewölbe-Berechnungen ermittelt habe.

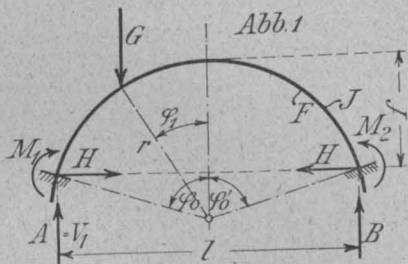
Das eingespannte Gewölbe mit unveränderlichem Querschnitt.

a. Gleichmäßig über den Umfang verteilte Belastung (Eigengewicht). Die Belastung des kreisförmigen Gewölbes sei für das lfd. m Bogenmittellinie gleich g . Unter Voraussetzung fester unveränderlicher Einspannung und eines unveränderlichen Trägheitsmomentes J , sowie unter Ausscheidung von Wärmeänderungen gilt nach dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 3. Auflage, zweiter Band, fünfte Abteilung,

(kurz H. d. I., II, 5), Seite 108, Gleichung 363 für den Horizontalschub eines eingespannten symmetrischen Bogenträgers, der an beliebiger Stelle die Einzellast G trägt, bei scharfer Berücksichtigung der Normalkraft,

$$H = G \cdot \frac{2 \sin \varphi_0 [\cos \varphi_1 - \cos \varphi_0 + \varphi_1 (1 + \delta) \sin \varphi_1] - (1 + \delta) \varphi_0 (\sin^2 \varphi_0 + \sin^2 \varphi_1)}{2 [\varphi_0 (1 + \delta) (\varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0) - 2 \sin^2 \varphi_0]} \dots \dots \dots 1)$$

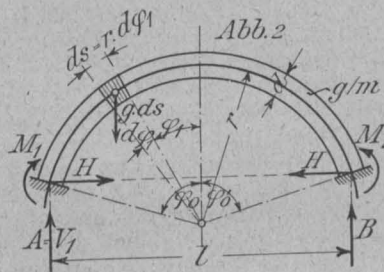
Die Bedeutung der einzelnen Buchstaben ist aus Abbildg. 1 zu entnehmen bis auf $\delta = J:Fr^2$. Für dünne Tonnen-Gewölbe mit großem Halbmesser kann $\delta = 0$ gesetzt werden. Ist z. B. die Ge-



wölbestärke $d = \frac{r}{20}$, dann folgt für eine Breite $b = 1$

$$\delta = \frac{bh^3}{12 \cdot b \cdot h \cdot r^2} = \frac{h^2}{12 \cdot r^2} = \frac{\left(\frac{r}{20}\right)^2}{12 \cdot r^2} = \frac{1}{4800}$$

ein Wert, der gegenüber 1 sicher vernachlässigt werden kann. In den meisten Fällen wird sogar d noch kleiner sein, also auch δ einen noch geringeren Wert annehmen.



Ersetzt man nun die Einzellast G durch die kleine Streckenlast $gds = gr d\varphi_1$ und summiert die entsprechenden Horizontalschübe für den ganzen Bogen, also von $+\varphi_0$ bis $-\varphi_0$ (Abbildung 2), so erhält man, da zwei symmetrisch gelegene Lasten immer den gleichen Anteil liefern, als gesamten Horizontalschub

$$H = 2 gr \int_0^{\varphi_0} \frac{\sin \varphi_0 [\cos \varphi_1 - \cos \varphi_0 + \varphi_1 \sin \varphi_1] - \frac{1}{2} \varphi_0 (\sin^2 \varphi_0 + \sin^2 \varphi_1)}{\varphi_0 (\varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0) - 2 \sin^2 \varphi_0} d\varphi_1 \dots \dots \dots 2)$$

Der Nenner dieses Ausdruckes ist nur vom halben Zentriwinkel φ_0 des Bogens abhängig, er stellt also für die Integration einen unveränderlichen Wert dar, der zunächst kurz mit N bezeichnet sei. Zerlegt man auch den Zähler in seine einzelnen Teile, so folgt

$$H = \frac{2gr}{N} \int_0^{\varphi_0} (\sin \varphi_0 \cos \varphi_1 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 + \sin \varphi_0 \varphi_1 \sin \varphi_1 - \frac{1}{2} \varphi_0 \sin^2 \varphi_0 - \frac{1}{2} \varphi_0 \sin^2 \varphi_1) d\varphi_1$$

Für die Integrale der einzelnen Teile ergibt sich:

$$\int_0^{\varphi_0} \sin \varphi_0 \cos \varphi_1 d\varphi_1 = \sin^2 \varphi_0$$

$$\int_0^{\varphi_0} \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 d\varphi_1 = \varphi_0 \sin \varphi_0 \cdot \cos \varphi_0$$

$$\int_0^{\varphi_0} \sin \varphi_0 \varphi_1 \sin \varphi_1 d\varphi_1 = \sin^2 \varphi_0 - \varphi_0 \sin \varphi_0 \cos \varphi_0$$

$$\int_0^{\varphi_0} \frac{1}{2} \varphi_0 \sin^2 \varphi_0 d\varphi_1 = \frac{1}{2} \varphi_0^2 \sin^2 \varphi_0$$

$$\int_0^{\varphi_0} \frac{1}{2} \varphi_0 \sin^2 \varphi_1 d\varphi_1 = \frac{1}{4} \varphi_0^2 - \frac{\varphi_0}{8} \sin^2 \varphi_0$$

Setzt man diese Werte oben ein, so folgt nach einigen Umformungen

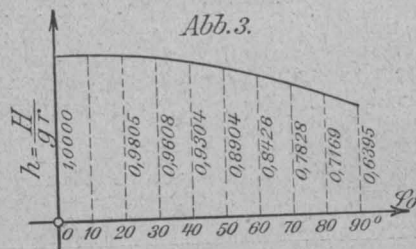
$$H = \frac{gr}{N} \left\{ \sin^2 \varphi_0 (4 - \varphi_0^2) - \frac{7}{4} \varphi_0 \sin 2 \varphi_0 - \frac{1}{2} \varphi_0^2 \right\}$$

Wird auch der ursprüngliche Wert für N etwas umgeformt, so ergibt sich schließlich

$$H = gr \cdot \frac{(4 - \varphi_0^2) \sin^2 \varphi_0 - \frac{7}{4} \varphi_0 \sin 2 \varphi_0 - \frac{1}{2} \varphi_0^2}{\varphi_0^2 + \frac{1}{2} \varphi_0 \sin 2 \varphi_0 - 2 \sin^2 \varphi_0} \dots \dots \dots 3a)$$

Oder ganz allgemein $H = gr h \dots \dots \dots 3a)$

wenn h den Wert des Bruches in Gleichung 3) bezeichnet. Für eine Anzahl Stichbögen, deren halbe Zentriwinkel φ_0 sich je um 10° unterscheiden, sind die Werte h berechnet und unter Beifügung des Pfeilverhältnisses $f:l$ in der nachstehenden Zusammenstellung I angegeben. Zu zwischenliegenden Werten von φ_0 kann h genügend genau durch geradliniges Einschalten gefunden werden, wie aus Abbildung 3 zu erkennen ist.



Zusammenstellung I.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	$f:l$	h
20°	1: 11,32	0,9805
30°	1: 7,46	0,9608
40°	1: 5,50	0,9304
50°	1: 4,29	0,8904
60°	1: 3,46	0,8426
70°	1: 2,86	0,7828
80°	1: 2,38	0,7169
90°	1: 2,00	0,6395
		$g \cdot r$

Zum Vergleich soll ein gleichmäßig über die Spannweite mit $p/lfd. m$ belasteter Bogen herangezogen werden. Der entsprechende Horizontalschub folgt aus Gleichung 2), wenn man den Wert $gds = gr d\varphi_1$ durch $pds \cdot \cos \varphi_1 = pr \cos \varphi_1 d\varphi_1$ ersetzt, er beträgt

$$H_p = pr \frac{\frac{\varphi_0}{2} \sin \varphi_0 - \frac{1}{2} \sin^2 \varphi_0 \cos \varphi_0 - \frac{\varphi_0}{3} \sin^3 \varphi_0}{\varphi_0^2 + \frac{\varphi_0}{2} \sin 2 \varphi_0 - 2 \sin^2 \varphi_0} \dots \dots \dots 4)$$

Für $\varphi_0 = 90^\circ = \frac{\pi}{2}$ folgt hieraus

$$H_p = 0,56 pr$$

Ist $g = p$, so zeigt sich, daß die gleichmäßig über den Bogenumfang verteilte Belastung einen um 14,2 v. H. größeren Horizontalschub ausübt.

Der Auflagerdruck des über den Umfang belasteten Bogens (Abbildung 2) wird nach dem H. d. I. II, 5, S. 108, Gleichung 362, wenn $G = gds = gr d\varphi_1$ ist,

$$A = V_1 = gr \int_{-\varphi_0}^{+\varphi_0} \frac{(\varphi_0 + \varphi_1 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 - 2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_0 + \sin \varphi_1 \cos \varphi_1) d\varphi_1}{2 (\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0)} \dots \dots \dots 5)$$

Die Durchführung der Rechnung ergibt den für einen symmetrisch belasteten Bogen ganz selbstverständlichen Wert

$$A = V_1 = gr \varphi_0 \dots \dots \dots 5a)$$

Die den Winkeln φ_0 entsprechenden Bogenwerte sind in der folgenden Zusammenstellung II angegeben.

Das Einspannmoment am linksseitigen Kämpfer ist nach Gleichung 364 derselben Quelle

$$M_1 = -V_1 r \sin \varphi_0 + \frac{H r (\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0)}{2 \sin \varphi_0} +$$

$$+gr^2 \int_{-\varphi_0}^{+\varphi_0} \frac{(\sin \varphi_0 + \sin \varphi_1)^2}{4 \sin \varphi_0} d\varphi_1 \dots \dots 6)$$

Für das Integral ergibt sich

$$\int_{-\varphi_0}^{+\varphi_0} \frac{(\sin \varphi_0 + \sin \varphi_1)^2 d\varphi_1}{4 \sin \varphi_0} = \frac{1}{4 \sin \varphi_0} \cdot (2\varphi_0 \sin^2 \varphi_0 + \varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0)$$

Setzt man neben diesem Werte die durch die Gleichungen 3a) und 5a) bestimmten Werte für H und V_1 ein, so folgt nach einigen Umformungen

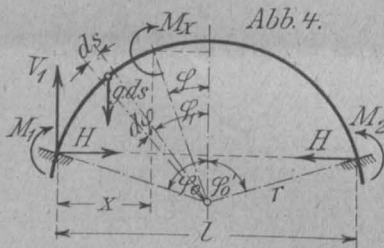
$$M_1 = gr^2 \cdot \frac{\varphi_0 (h + \frac{1}{2} - \sin^2 \varphi_0) - (h + \frac{1}{2}) \sin \varphi_0 \cos \varphi_0}{2 \sin \varphi_0} \dots \dots 7)$$

Oder ganz allgemein $M_1 = gr^2 z \dots \dots 7a)$ wenn z den Wert des Bruches in Gleichung 7) bezeichnet. Für Stichtbögen mit den bereits früher benutzten halben Zentriwinkeln φ_0 ergeben sich die in der nachstehenden Zusammenstellung II angegebenen Werte z . Zwischenwerte können auch wieder genügend genau geradlinig eingeschaltet werden.

Zusammenstellung II.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	$\varphi_0 = \arccos \varphi_0$	z
20°	0,3491	0,000 183
30°	0,5236	0,001 430
40°	0,6981	0,004 534
50°	0,8727	0,010 843
60°	1,0472	0,022 636
70°	1,2217	0,040 513
80°	1,3963	0,069 478
90°	1,5708	0,109 563

Das Einspannmoment am rechtsseitigen Kämpfer M_2 muß wegen der Symmetrie des Bogens sowie der Belastung denselben Wert wie M_1 besitzen.



Das Biegemoment an einer beliebigen Stelle des Bogens, welcher der Zentriwinkel φ zugehört, wird nach dem H. d. I. II, 5, S. 106, Gleichung 355 (vergl. Abbildung 4)

$$M_x = M_1 + V_1 r (\sin \varphi_0 - \sin \varphi) - H r (\cos \varphi - \cos \varphi_0) - gr^2 \int_{\varphi}^{\varphi_0} (\sin \varphi_1 - \sin \varphi) d\varphi_1 \dots \dots 8)$$

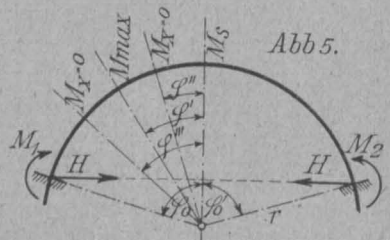
Für das Integral ergibt sich

$$\int_{\varphi}^{\varphi_0} (\sin \varphi_1 - \sin \varphi) d\varphi_1 = - [\cos \varphi_0 - \cos \varphi + (\varphi_0 - \varphi) \sin \varphi]$$

Und wenn man neben diesem Wert die früher durch die Gleichungen 3a) und 5a) für H und V_1 festgelegten Werte einführt, folgt nach einigen Umformungen

$$M_x = gr^2 [\varphi_0 \sin \varphi_0 - \varphi \sin \varphi + z - (h+1) (\cos \varphi - \cos \varphi_0)] \dots 8a)$$

Dieser Ausdruck ist mit φ veränderlich; bildet man davon die erste Ableitung $\frac{dM_x}{d\varphi}$ und



$$\frac{dM_x}{d\varphi} = gr^2 [\sin \varphi - \varphi \cos \varphi + h \sin \varphi + \sin \varphi] = 0$$

setzt diese gleich Null, so ergibt sich daraus der Zentriwinkel φ' derjenigen Stelle des Bogens, an welcher das Biegemoment seinen Größtwert M_{max} erreicht (Abbild. 5).

Hieraus folgt die transzendente Gleichung

$$\varphi = h \operatorname{tg} \varphi \dots \dots \dots 9)$$

aus welcher die M_{max} entsprechenden Winkel φ' zu ermitteln sind. In der folgenden Zusammenstellung III sind diese Winkel für die seither betrachteten Stichtbögen angegeben (Abbildung 5).

Setzt man den Ausdruck in Gleichung 8a) gleich Null, so folgt

$$M_x = 0 = gr^2 [\varphi_0 \sin \varphi_0 - \varphi \sin \varphi + z - (h+1) (\cos \varphi - \cos \varphi_0)]$$

$$\varphi \sin \varphi + (h+1) \cos \varphi = \varphi_0 \sin \varphi_0 + z + (h+1) \cos \varphi_0$$

oder, wenn die rechte Seite kurz mit w bezeichnet wird,

$$\varphi \sin \varphi + (h+1) \cos \varphi = w \dots \dots \dots 10)$$

Aus dieser Gleichung ergeben sich zwei Zentriwinkel, φ'' und φ''' (Abbildung 5), mithin besitzt jede Bogenhälfte zwei Momentennullpunkte und die Stützlinie des Bogens, welche der über den Bogenumfang gleichmäßig verteilten Belastung entspricht, schneidet viermal die Bogenachse. Für einige der seither betrachteten Stichtbögen sind die Winkel φ'' und φ''' in der nachstehenden Zusammenstellung III angegeben.

Zusammenstellung III.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	φ'	φ''	φ'''
20°	13° 50'		
30°	19° 30'	10° 30'	25° 35'
40°	26° —		
50°	32° 30'		
60°	38° 50'	20° 5'	51° 20'
70°	45° 10'		
80°	51° 20'		
90°	57° 30'	28° 30'	76° 35'

Das den einzelnen Winkeln φ' entsprechende Größtmoment beträgt nach Gleichung 8a)

$$M_{max} = gr^2 [\varphi_0 \sin \varphi_0 - \varphi' \sin \varphi' + z - (h+1) (\cos \varphi' - \cos \varphi_0)] \dots \dots 11)$$

Allgemein

$$M_{max} = gr^2 m \dots \dots \dots 11a)$$

wobei m einen nur von φ_0 und φ' abhängigen Beiwert darstellt. Für die seither behandelten Stichtbögen sind die Werte m in der weiter unten folgenden Zusammenstellung IV angegeben.

Gleichzeitig mit dem im Bogenschenkel auftretenden Größtmoment M_{max} tritt ein zweites Größtmoment M_s im Gewölbescheitel auf. Dieses folgt ebenfalls aus Gleichung 8a), sobald man den Winkel $\varphi = 0$ setzt, also

$$M_s = gr^2 [\varphi_0 \sin \varphi_0 + z - (h+1) (1 - \cos \varphi_0)] \dots 12)$$

Allgemein

$$M_s = gr^2 s \dots \dots \dots 12a)$$

Die Werte s sind nur von φ_0 abhängig, sie sind ebenfalls in der Zusammenstellung IV angegeben. Die letztere gibt der Uebersicht halber auch nochmals die Werte z für das Einspannmoment am Kämpfer.

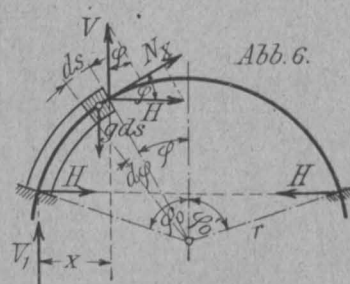
Zusammenstellung IV.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	z +	m —	s +
20°	0,000 183	0,000 166	0,000 127
30°	0,001 430	0,000 597	0,000 540
40°	0,004 534	0,001 905	0,001 648
50°	0,010 843	0,004 644	0,004 073
60°	0,022 636	0,009 494	0,008 236
70°	0,040 513	0,017 686	0,015 517
80°	0,069 478	0,029 578	0,025 769
90°	0,109 563	0,046 938	0,040 859

Die Normalkraft an einer beliebigen Stelle des Bogens, der der Zentriwinkel φ zugehört, beträgt nach Abb. 6 (H. d. I. II, 5, S. 61, Gl. 169)

$$N_x = H \cdot \cos \varphi + V \sin \varphi \dots 13)$$

Der Horizontalschub $H = grh$ ist durch Gleichung 3a) bestimmt; für die Querkraft V im Bogenpunkt mit dem Zentriwinkel φ folgt aus Abbildung 6



$$V = V_1 - \int_{\varphi}^{\varphi_0} g \, ds = V_1 - g r \int_{\varphi}^{\varphi_0} d\varphi = V_1 - g r (\varphi_0 - \varphi)$$

Nach Gleichung 5 a) ist aber $V_1 = g r \varphi_0$, mithin verbleibt $V = g r \varphi$.

Um die an der Stelle des Größtmomentes M_{\max} auftretende Querkraft zu erhalten, ist φ durch φ' zu ersetzen. Führt man noch die vorstehend genannten Werte für H und V ein, so folgt

$$N_{\varphi'} = g r h \cos \varphi' + g r \varphi' \cdot \sin \varphi'$$

$$N_{\varphi'} = g r (h \cos \varphi' + \varphi' \sin \varphi') \dots \dots \dots 14)$$

Allgemein $N_{\varphi'} = g r n \dots \dots \dots 14 a)$

wobei n einen Beiwert darstellt, der nur von den bereits bekannten Werten h und φ' abhängig ist. In der unten folgenden Zusammenstellung V sind die Werte n für die seither betrachteten Stichbögen angegeben. Für Winkel, die zwischen den in Betracht gezogenen Winkeln φ_0 liegen, kann der Wert n durch geradliniges Einschalten ermittelt werden.

Die Normalkraft an den Kämpfern folgt aus Gleichung 14), wenn man φ' mit dem zum Kämpfer gehörigen Zentriwinkel φ_0 vertauscht; sie beträgt

$$N_k = g r (h \cos \varphi_0 + \varphi_0 \sin \varphi_0) \dots \dots \dots 15)$$

Allgemein $N_k = g r k \dots \dots \dots 15 a)$

wobei k einen nur von φ_0 und h abhängigen Beiwert darstellt. Die Werte k sind ebenfalls in der folgenden Zusammenstellung V angegeben.

Handelt es sich um die Normalkraft im Bogen-scheitel, so ist in Gleichung 14) $\varphi' = 0$ zu setzen und es folgt

$$N_s = g r h = H \dots \dots \dots 15 b)$$

Der besseren Uebersicht halber sind auch die Werte h in der folgenden Zusammenstellung V nochmals angeführt.

Zusammenstellung V.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	k	n	h
20°	1,04 076	1,00 979	0,98 052
30°	1,09 388	1,01 930	0,96 082
40°	1,16 148	1,03 517	0,93 042
50°	1,24 084	1,05 573	0,89 039
60°	1,32 820	1,08 136	0,84 255
70°	1,41 578	1,11 095	0,78 281
80°	1,49 954	1,14 746	0,71 688
90°	1,57 080	1,19 000	0,63 950
	$g \cdot r$	$g \cdot r$	$g \cdot r$

Die Zahlen der vorstehenden Zusammenstellungen Ibis V ermöglichen es, ein Tonnengewölbe mit einer gleichmäßig über den Gewölbeumfang verteilten Belastung einfach und rasch zu berechnen.

Vermischtes.

Rißbildung im Eisenbeton und Rostgefahr der Eiseneinlagen. In No. 12 der „Mitteilungen“ haben wir in dem Aufsatz der „Eisenbeton im Eisenbahnbau“ kurz auf die Veröffentlichungen des Reg.- u. Brt. Perkuhn über „Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbeton-Brücken“ hingewiesen. In einem Aufsatz „Ueber das Rosten der Eiseneinlagen im Eisenbeton“ beschäftigt sich jetzt in der „Schweizer. Bztg.“ 1916 I. Hbd. No. 24 auch Priv.-Doz. B. Zschokke, Adjunkt des schweiz. Materialprüfungs-amtes mit dieser Frage. Er kommt nach einer kurzen Darstellung des Befundes und der vom Berichtersteller daraus gezogenen Schlussfolgerungen zu dem Ergebnis, daß die Untersuchungen zweifellos zu denken geben und große Aufmerksamkeit erfordern, er vermißt aber mit Recht Angaben über die Eigenschaften und die Zusammensetzung des zu den fraglichen Bauwerken verwendeten Zementes und Betons, aus denen sich Schlüsse auf dessen Güte und vielleicht auch auf die Ursachen der im Beton aufgetretenen Rißerscheinungen hätten ziehen lassen. Die Untersuchungen Perkuhns geben nach seiner Ansicht auch noch nicht völlig klaren Aufschluß darüber, ob zur Rostbildung an den Eiseneinlagen im Beton die vorherige Entstehung von Schwindrissen unbedingtes Erfordernis ist, oder ob die Rostbildung auch ohne Rißbildung, also lediglich infolge zu poröser Beschaffenheit des Betons oder zu geringer Dicke der Beton-Ueberlagerung über den Eiseneinlagen zustande kommen kann. Er verweist in dieser Beziehung auf die Untersuchungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, ausgeführt durch die Versuchsanstalt in Dresden und niedergelegt in Heft 31 der Veröffentlichungen genannten Ausschusses (Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eisenein-

Sind außer den Größtmomenten noch weitere Momente erforderlich, um z. B. bei Eisenbetongewölben die Aufteilung der Eisenbewehrung dem Verlauf der Momente anzupassen, so hat man sie aus Gleichung 8a) zu berechnen, indem man für den Winkel φ bestimmte Werte einführt.

Ist der Bogen nicht all zu dünn, dann wird es noch einfacher sein, unter Benutzung der in den Zusammenstellungen gegebenen Werte z , m , s bzw. k , n , h und der Winkel φ'' bzw. φ''' , die Stützlinie in den Bogen einzuzichnen, welche sofort alle Momente und Normalkräfte liefert. Die Lage der Stützlinie ist durch ihre Abweichungen von der Bogenachse (Ausschläge a) bestimmt, die sich in bekannter Weise aus

$$a = \frac{M}{N} \dots \dots \dots 16)$$

ergeben. Für den Ausschlag der Stützlinie am Kämpfer folgt

$$a_k = \frac{M_1}{N_k} = \frac{g r^2 z}{g r k} = + r \cdot \frac{z}{k} \dots \dots \dots 16 a)$$

für den Ausschlag an der Stelle des Größtmomentes im Bogenschenkel

$$a_m = \frac{M_{\max}}{N_{\varphi'}} = \frac{g r^2 m}{g r n} = - r \cdot \frac{m}{n} \dots \dots \dots 16 b)$$

und für den Ausschlag im Gewölbescheitel

$$a_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{g r^2 s}{g r h} = + r \cdot \frac{s}{h} \dots \dots \dots 16 c)$$

Die den seither behandelten Stichbögen zugehörigen Werte a_k , a_m und a_s sind in der folgenden Zusammenstellung VI gegeben.

Zusammenstellung VI.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	a_k +	a_m —	a_s +
20°	0,0001758 · r	0,0001644 · r	0,0001295 · r
30°	0,0013073 · r	0,0005857 · r	0,0005620 · r
40°	0,0039036 · r	0,0018403 · r	0,0017712 · r
50°	0,0087384 · r	0,0043989 · r	0,0045744 · r
60°	0,0170426 · r	0,0087797 · r	0,0097751 · r
70°	0,0286153 · r	0,0159197 · r	0,0198222 · r
80°	0,0463330 · r	0,0254770 · r	0,0359460 · r
90°	0,0697500 · r	0,0394438 · r	0,0638921 · r

Entsprechend dem Drehsinn von M (positiv im Sinne des Uhrzeigers) hat man die vorstehenden Werte winkeltrecht zur Bogenachse anzutragen, also nach außen, wenn sie positiv und nach innen, wenn sie negativ sind.

Aus den Werten für a_k , a_m und a_s folgt auch die bekannte Tatsache, daß die Stützlinie viermal die Bogenachse schneidet (vergl. Mehrrens, Statik d. Baukonstr. Bd. III, S. 335) bei symmetrischer Belastung. — (Schluß folgt.)

lagen im Beton). Von den beiden Mitteln zur Bekämpfung der Rostgefahr: Verhütung der Rißbildung und unmittelbarer Schutz der Eiseneinlagen gegen Rostbildung durch Schutzanstriche, verspricht sich der Verfasser mehr von dem zweiten, da ihm die Anwendung des ersten schwierig, wenn nicht unmöglich erscheint. Von Seiten deutscher Fachleute auf dem Gebiete des Eisenbetons wird dagegen wohl das Schwergewicht auf die Lösung des ersten Problems gelegt und u. A. die Zementindustrie dazu aufgefordert, ihr Augenmerk nicht ausschließlich auf die Gewinnung außergewöhnlich hoher Zementfestigkeiten zu richten, die im Bauwerk vielfach doch nicht voll ausgenutzt werden könnten, als vielmehr auf die Frage der Herstellung eines Zementes mit geringeren Schwindungs-Erscheinungen für die Zwecke des Eisenbetonbaues.

Bezüglich der gegen Rost schützenden Anstriche bzw. Ueberzüge des Eisens verweist der Verfasser dann wiederum auf die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ Heft 22 (Versuche über das Rosten von Eisen in Mörtel und Mauerwerk, ausgeführt in Gr. Licherfelde), die schon ein wertvolles Material zu dieser Frage lieferten, wenn die Versuche auch noch keineswegs ausreichen. Verfasser kommt schließlich zu der Forderung, daß auch in der Schweiz ähnliche Untersuchungen an Bauwerken und ausgedehnte Laboratoriumsversuche mit Schutzanstrichen zur Klärung der überaus wichtigen Frage durchgeführt werden sollten.

Sind es auch im Allgemeinen keine ganz neuen Gesichtspunkte, die in dem Artikel zu Tage treten, so ist er in der guten Uebersicht, die er über den augenblicklichen Stand der Frage gibt und in der Würdigung der deutschen Untersuchungen auf diesem Gebiet auch für den deutschen Fachmann lesenswert. —

Eisenbeton-Bogenbrücke über die Sihl bei Scheeren (Schweiz). Auf Grund eines Wettbewerbs-Entwurfes ist im Vorjahre von der bekannten schweizerischen Baufirma Locher & Cie. eine Straßenbrücke über die Sihl ausgeführt worden, die ein elegantes, sich gut in die Landschaft einpassendes Beispiel einer leichten Eisenbeton-Konstruktion beträchtlicher Spannweite zeigt. (Vergl. Schweizerische Bauzeitung 1916, II. Hbbd. No. 1). Die im Ganzen rd. 90 m lange Brücke überspannt den Flußlauf mit einem eingespannten Bogen von 51,84 m Spw. und 13,28 m Pfeil, der aufgelöst ist in 2, im Scheitel in 3 m Entfernung liegende in der Quere kräftig versteifte Bogenrippen, auf welche sich die Fahrbahn mit in 4 m Abstand stehenden Pendelstützen stützt. Beiderseits des Bogens schließen sich noch Eisenbeton-Jochbrücken von 4,65 m Stützweite an. Die letzte, dem Bogen und den Jochbrücken angehörende Stütze ist auf dem größten Teil ihrer Höhe geschlitz, um eine von einander unabhängige Bewegung beider Teile zu ermöglichen. Die Brückentafel zwischen den Geländern hat 3,38 m Breite, wovon 2,5 m auf den Fahrdamm entfallen. Berechnet ist die Brücke für 300 kg/qm gleichmäßige Belastung und leichte Fuhrwerke, außerdem für $\pm 15^\circ \text{C}$. Wärme-Unterschied und unter Berücksichtigung des Einflusses des Schwindens, das einem Wärmeabfall um 20°C . gleich gesetzt ist entsprechend den neuen schweiz. Vorschriften für dem öffentl. Verkehr dienende Bauten.

Der Bogen stützt sich auf der einen Seite mit seinem Widerlager unmittelbar auf festen Fels, auf der anderen Seite dagegen fällt der von dicht gelagertem Moränenschutt überdeckte Fels in der Richtung des Bogenschubes ab, sodaß sich hier kein unverrückbares Widerlager schaffen ließ. Man hat das Widerlager daher in den Moränenschutt gegründet und so verbreitert, daß die Belastung des Baugrundes eine angemessene Ermäßigung erfuhr. Das Widerlager hat nach dem Ausrüsten des Bogens nur eine Abwärtsbewegung von 0,3 mm und eine seitliche Verschiebung von 2,5 mm erfahren und sich dann als standfest erwiesen. Irgendwie nennenswerte Zusatzspannungen für den Bogen ergaben sich aus dieser Verschiebung nicht.

Das Lehrgerüst ist sehr leicht gehalten, da der Aufbau der Fahrbahntafel auf dem Bogen erst erfolgen sollte, nachdem letzterer genügende Festigkeit erhalten hatte, um den Aufbau und sich selbst zu tragen. Das auf 5 Punkten gestützte Gerüst (an den Widerlagern, den beiden Ufern und auf einem Joch in Flußmitte) erhielt im Scheitel 50 mm Ueberhöhung und erfuhr bis Schluß des Bogens eine Absenkung um 37 mm. Bei Ausrüstung, die beim Alter des Bogens von 57 Tagen erfolgte, während die Fahrbahnkonstruktion 31 Tage alt war, ergab sich eine weitere Scheitelsenkung um 6 mm.

Eine Eisenbeton-Straßenbrücke zur Verbindung Stockholms mit der Insel Wärmdon anstelle einer bisher vorhandenen Schiffsbrücke, die dem lebhaften Verkehr nicht genügte, ist in den Jahren 1914/15 erbaut worden. Das stattliche, sich gut in die Landschaft einpassende Bauwerk, das von der A.-G. Arcus in Stockholm ausgeführt worden ist, hat 3 gewölbte Hauptöffnungen, von denen die mittlere die große Spannweite von 72 m besitzt, während die beiden Seitenöffnungen je 49 m aufweisen. Es schließen sich dann noch an den Enden mit Balken überbrückte Zufahrts-Viadukte von 53 bzw. 31,5 m Länge an. Die Bögen sind als eingespannte ausgebildet, die Fahrbahn überträgt ihre Last durch Pendelstützen auf das Gewölbe. Der Scheitel der Mittelöffnung erhebt sich 32 m über H. W. Der Eisenbeton ist dem ursprünglich geplanten Eisenbau hier vor allem aus schönheitlichen Gründen vorgezogen worden, trotzdem sich die Anschlagssumme um 20% höher stellte als für Eisen.

Papierumhüllung als Frostschutz bei Ausführung eines Eisenbetonbaues. Umschalung und Beheizung eines Eisenbetonbaues während der Ausführung als Schutz gegen Frostwirkung ist ein in besonderen Fällen schon öfter angewendetes, aber recht kostspieliges Mittel. In billigerer Weise ist der gleiche Zweck nach „Engineering Record“ 1915 No. 2 bei Herstellung eines 2stöckigen Fabrikbaues von 12-65 m Grundfläche in Palestine, Ohio, durch Anwendung mit Papier bespannter leichter Holzrahmen erreicht worden. Verwendet wurde starkes, wasserdichtes Rollpapier, das noch durch Latten ausgesteift wurde, und die vorher fertig gestellten, am Bau dann zusammengestellten und befestigten Rahmen hatten 1,85-4,25 m Abmessung. Im übrigen wurde der Kies durch Einleitung von Dampf in die aufgestapelten Haufen erwärmt und das Wasser dgl. bis auf 80°C ; der Sand blieb unerwärmt. Der Beton besaß demzufolge bei seiner Einfüllung in die Form $15-20^\circ \text{C}$ Wärme bei einer Außentemperatur von -6°C . Nach Einfüllung des Betons in die Form wurde der Bau durch Ofen während 4 Tagen und Nächten noch erwärmt. Auf diese Weise gelang es, jede Frostwirkung vom Beton auszuschließen.

Literatur.

Der Betonpfehl in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. Otto Leske. Berlin 1916. Verlag Julius Springer. Pr. 2,40 M.

Das Rammproblem lockt immer wieder zu neuen Untersuchungen, namentlich seit der Betonpfehl die Möglichkeit gegeben hat, die Pfehlform freier zu gestalten, um höchste Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit zu erzielen. Von besonderem Wert sind dabei diejenigen Untersuchungen, die sich nicht nur auf theoretische Betrachtungen stützen, sondern dem Rammvorgang im Erdreich selbst nachspüren, was durch geschickt angeordnete Laboratoriums-Versuche, deren Ergebnisse natürlich nur mit Vorsicht auf die verwinkelten Verhältnisse in der Natur übertragen werden dürfen, ermöglicht wird. Auf eine Arbeit dieser Art konnten wir erst im Vorjahre hinweisen*), jetzt liegt eine neue Arbeit vor, die wohl in derselben Zeit entstanden ist, die ähnliche Wege geht, aber sich etwas weitere Ziele steckt. Sie behandelt zunächst das Pfehlproblem als solches und gibt dann eine kritische Uebersicht über die bestehenden Betonpfehlssysteme, die dem Ingenieur in der Praxis die Auswahl des jeweils vorteilhaftesten Pfehles erleichtern soll.

In dem Hauptabschnitt über die Theorie der Pfehl-Gründungen behandelt Verfasser zunächst den bisherigen Stand der Theorie und bekämpft namentlich die von Stern (Problem der Pfehlbelastung 1908) vertretenen Anschauungen, die diesen auf Grund theoretischer Betrachtungen zur Zuerkennung einer großen Ueberlegenheit des konischen Pfehles gegenüber dem zylindrischen geführt haben, weil er von den am Pfehl auftretenden Kraftwirkungen dem Verdrängungswiderstand ausschlaggebenden Wert beilegt. Mehr Beifall finden die Untersuchungen Kafkas (Theorie der Pfehlgründungen 1912), die in verschiedener Richtung von denjenigen Sterns abweichen, aber doch auch dessen rein statisch-geometrischer Methode zuzustimmen scheinen und ebenso die Bodenpressungen vernachlässigen, die infolge Elastizität des Erdreiches auf die bereits abgesenkten Pfehlteile wirken, sowie die von reinem Eindringungswiderstand ebenfalls unabhängige Bodendruckwirkung unterhalb des Pfehles. Wie weit sich unter einem konisch zugespitzten Pfehl auch ein nach unten gerichteter Druckkegel im Erdreich bildet, untersucht Verfasser dann an Laboratoriumsversuchen nach einer zuerst von Forchheimer angewendeten Methode, bei welcher in einem Versuchsgefäß mehrfarbiger Sand in abwechselnden Schichten eingebracht und nach Abschluß der Modell-Rammversuche mit flüssigem Paraffin getränkt werden. Dann läßt sich der fest gewordene Sandkörper herausnehmen und durch Schnitte zerlegen, die nun in den Verschiebungen der ursprünglich wagrechten Schichten ein Bild geben von den im Erdreich aufgetretenen Bewegungen. Aus diesen Versuchen folgert Verfasser, daß nicht der reine Verdrängungswiderstand, sondern der von Stern und Kafka vernachlässigte Widerstand gegen die senkrechte Verdichtung des Betons nach unten den Hauptanteil vom Pfehlwiderstand ausmacht und daß dazu noch die ebenfalls bisher vernachlässigte Klemmwirkung des Betons am Pfehlmantel kommt, deren Einfluß sich allerdings aus den Versuchen der Größe nach nicht nachweisen läßt. Aus den widersprechenden Versuchsergebnissen folgert Verfasser, daß sich für keine der beiden Pfehlformen — zylindrischer und Konuspfehl — eine allgemeine Ueberlegenheit nachweisen läßt, und schließlich kommt er zu dem negativen Ergebnis, daß den sämtlichen bisherigen Methoden zur Pfehlberechnung der wissenschaftliche Wert abgestritten und überhaupt für unmöglich erklärt wird, auf theoretischem Wege eine allgemein gültige Rammformel zu gewinnen. Um aber für die Praxis einen gangbaren Weg zur Feststellung der Tragfähigkeit von Pfehlgründungen zu gewinnen — abgesehen von den teuren, für einfache Fälle nicht möglichen Probelastungen — fordert Verfasser die Sammlung von Erfahrungswerten in möglichst großem Umfange, die für engere Bezirke dann brauchbare Unterlagen abgeben könnten.

Der zweite Teil des Buches gibt eine gute, gedrängte Uebersicht über die Hauptpfehlssysteme, ihre Anwendung, Herstellung, Vor- und Nachteile, wobei Verfasser zu dem Ergebnis kommt, daß es auch vom praktischen und wirtschaftlichen Standpunkt aus ein bestimmtes ideales Pfehl-System, das für alle Fälle die beste Lösung darstellt, nicht gibt.

Fr. E.

*) Dr.-Ing. Karl Zimmermann: die Rammwirkung im Erdreich. Besprochen in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1915 S. 127.

Inhalt: Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten. (Schluß.) — Berechnung kreisförmiger Ueberwölbungen. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

№ 17.

XIII. Jahrgang 1916.

Anwendung von Eisenbeton-Brunnen bei Hafenbauten am Panama-Kanal.

Bei den Arbeiten am Panama-Kanal ist der Beton- und Eisenbetonbau, abgesehen von der besonders umfangreichen Anwendung beim Bau der Schleusen (Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1911 S. 24 ff. und 1913 S. 17 ff.) noch zu den verschiedensten Zwecken, so zur Herstellung der Ueberfälle und Freigerinne bei den Staudämmen, zur Herstellung von Leuchttürmen, zu Uferschutzwerken, zum Bau von Kaimauern, Hafendämmen, Trockendocks und Hochbauten aller Art usw. angewendet worden. Eine interessante Ausführung letztgenannter Art ist die Verwendung des Eisenbetons im Hafen von Balboa an der Ausmündung des Kanals in die Bay von Panama, wo es galt, die Dockanlagen der Panama-Eisenbahn für die neuen Aufgaben des Kanalbetriebes in umfangreicher Weise zu erweitern. Es mußten hier neue Hafenbecken, Kai-Anlagen und Hafendämme, neue Werkstätten und sonstige Hilfsbauten, Anlagen zur Bekohlung der Schiffe, Trockendocks und sonstige Anlagen zur Ausbesserung von Schiffen nebst ausgedehnten Gleisanlagen geschaffen werden.

Hierbei waren etwa in 1 km Länge Kaimauern und Hafenzungen auf dem später aufzuführenden, früher überschwemmten Niederungslande herzustellen, der Untergrund besteht unter der im Durchschnitt auf + 2,75 m über NW. liegenden Gelände-Oberfläche aus mit dünnen Sandschichten durchsetztem Ton, unter dem i. M. auf - 18,3 (die Tiefenlage schwankt zwischen - 10 und - 20 m) der Fels ansteht. Die Oberkante Kaifläche ist auf + 5,18 m festgesetzt, das Hafenbecken war bis - 13,7 m auszubaggern.

Die Kaimauern und diejenigen der Hafenzunge sind auf je 3 Reihen von Eisenbeton-Brunnen, oder richtiger gesagt, Röhrenpfeiler gegründet, die unmittelbar einen Aufbau aus Quer- und Längsträgern in Eisenbeton mit darüber liegender Platte von etwa 18 cm Stärke tragen. Darauf ist in dünner Sandbettung ein hochkantiges Ziegelpflaster aufgebracht. Die Belastung ist mit 3,3—4,9 t/qm Kaifläche ziemlich hoch bemessen. Die Brunnen haben 1,83 und 2,28 m äußeren Durchmesser erhalten, sind unter Aushebung des Bodens von Hand bzw. mit Eimerbaggern bis auf den festen Fels abgesenkt, also i. M. 21 m tief unter Gelände, und dann mit Beton ausgefüllt. Wo sie nicht durch das eigene Gewicht absanken, wurden sie durch Belastung mit Eisenringen, wie Abb. 1 zeigt, zum Sinken gebracht, wobei unt. Umst. auch noch Wasserspülung zu Hilfe genommen wurde. Da die Niederung gegen höhere Wasserstände eingedeicht war, konnten die Arbeiten vom Trocken aus ausgeführt werden. Einen Blick auf den Bauplatz zeigt Abbildung 2 auf S. 131.

Die Brunnen wurden der Höhe nach in einzelne Ringe von 1,83 m Höhe geteilt. Im Ganzen waren 4750 Stück solcher Ringe, also 8690 lfdm Brunnen herzustellen und

abzusenken. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte dank einem geschickten Arbeitsplan in kurzer Zeit und bietet besonderes Interesse. An der Hand des Jahresberichtes 1913 der „Isthmian Canal-Commission“, denen wir auch die beigegebenen Abbildungen nachbilden, sei die Ausführung kurz besprochen.

Wie Abbildung 3 a. f. S. zeigt, setzen sich die Brunnen aus einem Fußstück von 2,43 m äußerem Durchmesser bei 2,17 m Höhe und aus der entsprechenden Anzahl von Ringen von 2,28 m äußerem Durchmesser bei 1,83 m Höhe

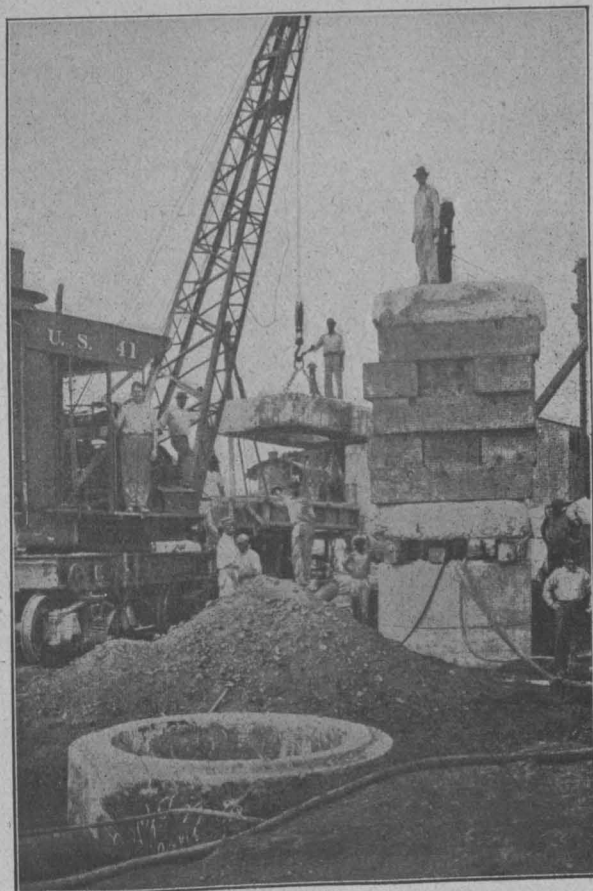


Abbildung 1. Absenkung der Brunnen unter Belastung mit Eisenbarren.

zusammen. In den Abbildungen 4 und 5 ist die Ausbildung dieser Teile im Einzelnen dargestellt. Die normalen Ringe haben 0,31 m Wandstärke und sind im wagrechten Sinn mit 10 Rundeisen-Ringen von je 16 mm Durchmesser, im lotrechten durch 16 Stück von 12 mm Durchmesser bewehrt. Die Ringe greifen

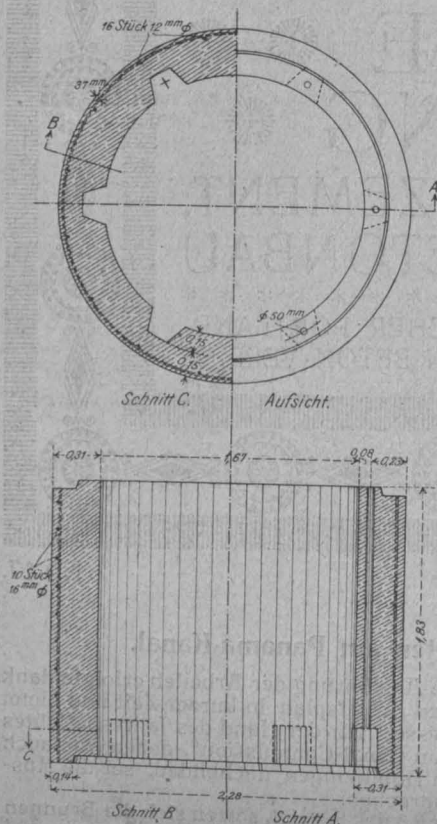
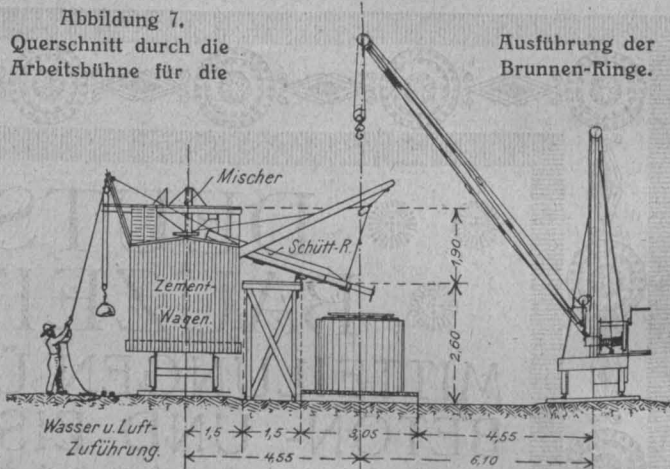
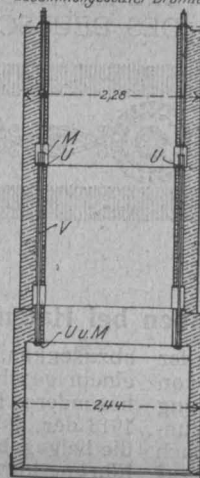


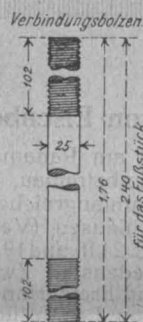
Abbildung 4.
Ausbildung eines Zwischenringes der Brunnen.



Zusammengesetzter Brunnen.



U = Unterlage.
M = Mutter.
V = Verbindungsbolzen.



mit Falzen in einander. Sie werden der Höhe nach von 6 Bolzen-Löchern von 50 mm Durchmesser durchbohrt, durch welche die bei der Versenkung eingezogenen Verbindungsbolzen hindurchgreifen. Die Fußstücke sind, wie die Abbildg. 4 zeigt, etwas abweichend ausgebildet. Sie werden am unteren Rande durch eine Schneide aus Winkeln 100 · 100 · 12 mm und 2 Flacheisen von je 10 mm Stärke bewehrt. Die Winkel sind mit 12 Bolzen von 19 mm Durchmesser im Ringkörper festgehalten. Der obere Rand des Ringes ist verstärkt und an der Außenfläche, sowie an den Durchbohrungsstellen der Bolzen noch besonders durch Eisen bewehrt.

Wie schon erwähnt ist und aus Abbildung 3 hervorgeht, wurden die Brunnen beim Absenken durch senkrechte Bolzen zusammen gehalten, die nach der vollendeten Absenkung zurückgewonnen wurden. Aus den Einzel-

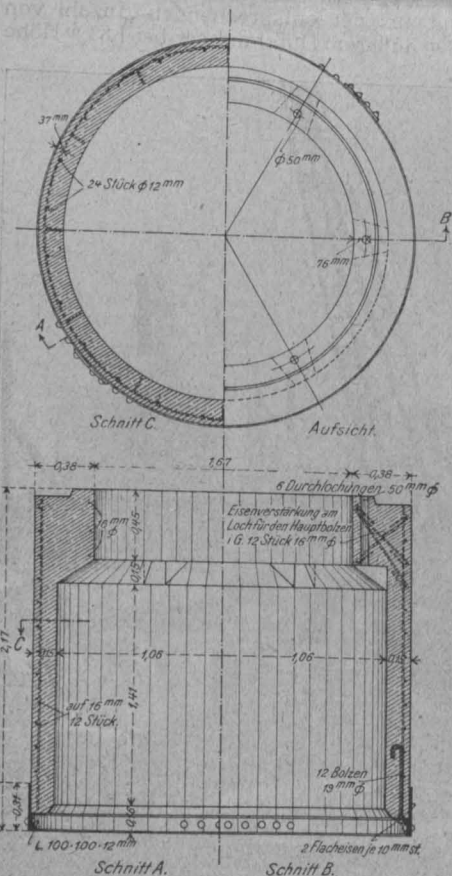


Abb. 3. Zusammensetzung der Brunnen und Einzelheiten der Verankerung der einzelnen Ringe während der Absenkung.

Abbildung 6.
(rechts)
Vorrichtung zur Aufhängung der Brunnen-Ringe am Versetzkran.

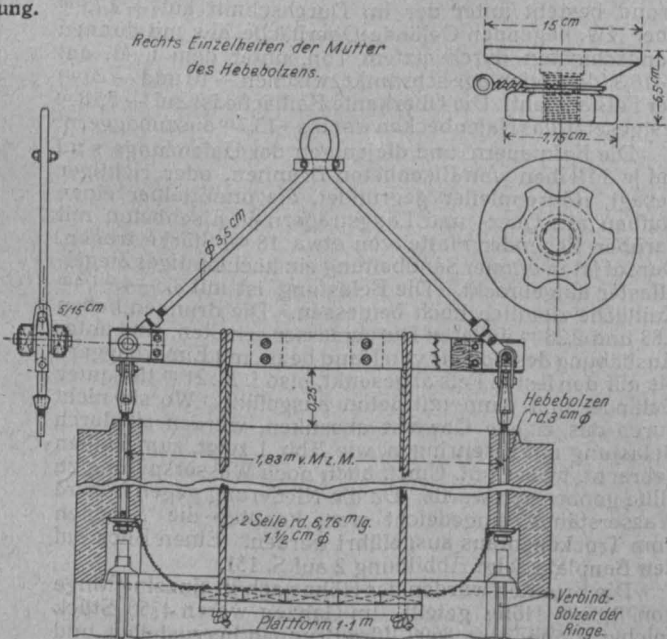


Abbildung 5. Fußring eines Brunnen.
(Sämtliche Abbildungen sind dem Jahresbericht für 1913 der Leitung der Ausführung des Panama-Kanales entnommen).
Anwendung von Eisenbeton-Brunnen bei Hafenbauten am Panama-Kanal.

heiten der Abbildung geht die entsprechende Anordnung hervor. Der Vorgang war dabei folgender: Nachdem das Fußstück bis nahe zur Geländehöhe abgesenkt ist, wird der nächste Ring in einem fetten Mörtelbett aufgesetzt, wobei die Bolzenlöcher offen zu halten sind. Nun werden die Bolzen durchgesteckt und oben und unten die Unterlagplatten und Muttern aufgebracht. Beim Aufsetzen des nächstfolgenden Ringes wird wieder ein Bolzenstück durchgesteckt und bis in die Mutter des darüber liegenden Ringes geschraubt usw. So ist bei der Versenkung der feste Zusammenhalt gewahrt und die Bolzen können, nachdem der Brunnen zur Tiefe abgesenkt und ausgeschachtet ist, wieder ausgeschraubt und neu verwendet werden.

Die Brunnen wurden in üblicher Weise in zweiteiligen leicht auseinander nehmbar Formen hergestellt. Für den Fußring bestand die Innenform aus Holz, bekleidet mit dünnem Stahlblech. Ein Keilstück (Schwert) gestattete die leichte Lösung nach Fertigstellung des Ringes (wie bei den üblichen Formen für Kanalisationsröhren). Die Außenform, und bei den Normalringen beide Formen, wurde in mit Winkelisen verstärktem Eisenblech aus 3 Teilen hergestellt, die sich um Scharniere zusammenklappen ließen. Für die Offenhaltung der Bolzenlöcher bei der Ausbetonierung der Ringstücke wurden mit oberer grifförmiger Umbiegung versehene Röhren eingesetzt.

Die Vorrichtung, um die Brunnenringe mit Kran bzw. Versetzbock handhaben zu können, zeigt Abbildung 6. An einem doppelten Querholz aus Pitchpine, der mit Bolzen und Ring am Kranhaken aufgehängt wird, hängen 2 Bolzen, die in 2 Bolzenlöcher der Brunnenringe fassen und mit Schraubenmutter von unten gehalten werden. An dem Querholz hängt an Seilen gleichzeitig eine Plattform, von der aus die Schraubenmutter, deren Einzelheiten aus Abbildung 5 ebenfalls hervorgehen, von Hand gelöst werden können, sobald das Ringstück versetzt ist.

Schließlich ist noch die Anordnung des Arbeitsplatzes und der Arbeitsvorgang für die Herstellung der Ringe von Interesse. Abbildung 7 gibt einen Querschnitt durch Arbeitsbühne und Gleise. Von den beiden durchgehenden Zufahrtsgleisen sind durch Weichen ein Krangleis und ein Gleis für die Aufstellung eines Materialzuges abgezweigt, die in 10,65 m Abstand von einander liegen und zwischen sich eine 3,05 m breite und 122 m lange niedrige Arbeitsbühne fassen für die Einformung der Ringe und eine ebenso lange, höhere Bühne von 1,5 m Breite für den Aufsichtsverkehr längs des Materialzuges usw. Am Kopf-

ende der Arbeitsbühne werden die Fußringe geformt; hier ist dementsprechend zwischen den Gleisen ein Lagerplatz für die Eisen der Brunnenkränze vorgesehen, während am anderen Ende der Bühne sich noch ein solcher für die Zusammenstellung der Ringbewehrung anschließt. (Die Bewehrung wird auf besonderen Holzformen gleich zusammen geflochten und dann im Ganzen in die Ringform gestellt.) Weiterhin sind an diesem Ende zwischen den Gleisen noch ein Lager für die Eisenstäbe, eine Biegewerkstatt und eine Schmiede vorgesehen.

Längs der Arbeitsbühne wird nun der Materialzug mittels Kabelwinde bewegt. Er wird zusammengesetzt aus dem gedeckten Zementwagen mit kleinem Sackaufzug, dem die Mischmaschine tragenden Wagen und 2 mal je einem flachen Sand- und Schotterwagen (zus. also 6 Wagen). Auf der Rückseite ist längs der Wagen am Zuge eine 60 cm breite Laufbahn angeordnet, auf der sich der Material-

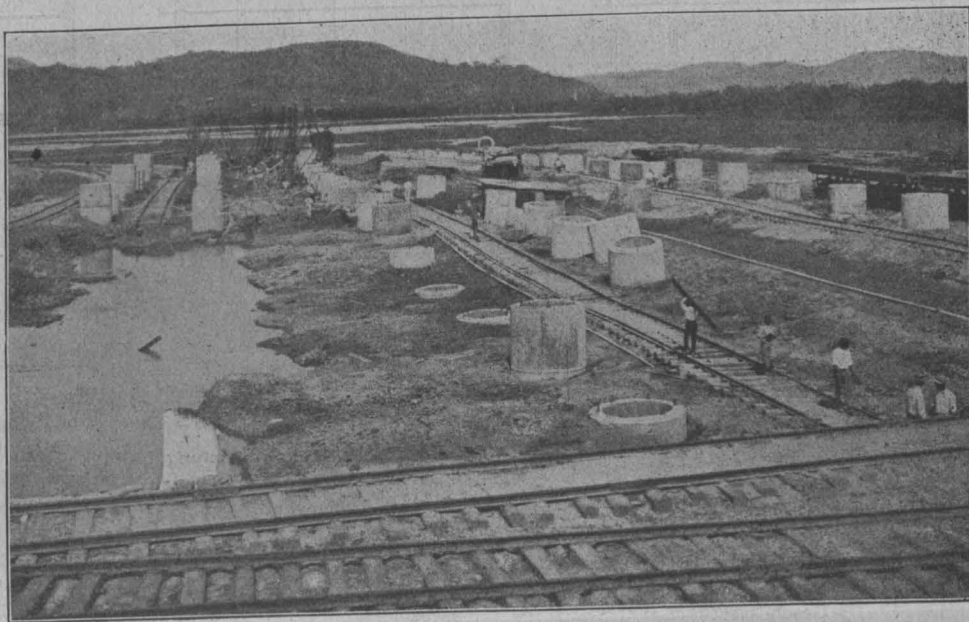


Abbildung 2. Blick auf den Bauplatz der Hafenzungen beim Versenken der Brunnenpfeiler.

Transport vollzieht. Der Material- bzw. Mischzug hat 51 m Länge. Längs desselben sind eine Luft- und Wasserleitung (letztere mit Anschluß an einen Behälter) verlegt, erstere zum Betrieb der Hebevorrichtungen und der Mischmaschine, letztere zur Lieferung des Mischwassers. Alle 18 m wurden an diesen Leitungen Anschlüsse vorgesehen, an welche der Zug mit 15 m langen Gummischläuchen angeschlossen werden konnte. Es ist also bei jeder beliebigen Stellung des Zuges, die mit dem Fortschritt der Füllung der auf der Arbeitsplattform aufgestellten Formen ja ständig wechselt, ein Anschluß an die Leitungen möglich.

Die Mischmaschine war oben auf dem Mischwagen angebracht. Sie faßt 0,4 cbm, wird, wie schon bemerkt mit Druckluft betrieben und entleert ihren Inhalt durch Schüttlinie unmittelbar in die Form. (Vergl. Abbildung 7 hierneben.) Durch diesen Arbeitsvorgang wurde ein außerordentlich flotter Betrieb gewährleistet. —

Gründungsplatte eines Lagerhauses aus Eisenbeton.

Von Ingenieur Senon Kohrt in Münster i. W.

Ausführungen von Grundplatten für die ganze Grundfläche eines Gebäudes sind an und für sich keine Seltenheit mehr. Im vorliegenden Falle handelt es sich aber um einen Anbau, sodaß die Erweiterung der Grundplatte nicht nur nach drei Seiten beschränkt wird, sondern durch das Fehlen einer Seitenmauer wird sie auch einseitig belastet. Daher dürfte die Gründung des von der Firma Peter Büscher & Sohn in Münster i. W. kürzlich erbauten Lagerhauses auf einer einheitlichen Fundamentplatte doch von einigem Interesse sein.

Das Lagerhaus der Münsterischen Lagerhaus A.-G. in Hamm sollte erweitert werden, wobei zur Bedingung gestellt wurde, daß der Anbau unabhängig vom vorhandenen Bau gegründet werde und die Bodenpressung 2 kg/qcm in keinem Belastungsfalle überschreiten sollte.

Wie das vorhandene Lagerhaus sollte auch das neue Gebäude Erd-, 4 Zwischen- und Dachgeschoß erhalten, von denen jedes eine Belastung von 1500 kg/qm aufzunehmen hat und eine nahezu quadratische Grundfläche

von rd. 400 qm bei etwa 25 m Höhe besitzt. (Abbildung 1). Die Decken der einzelnen Geschosse sollten aus Eisenbeton ausgeführt werden und es wurde hierzu die bekannte Rippenplattenkonstruktion auf Unterzügen und Säulen gewählt, wobei an Stelle der fehlenden einen Wand eine Säulenreihe als Auflager der Unterzüge geplant wurde.

Durch überschlägliche Rechnung stellte es sich heraus, daß nur eine gemeinschaftliche Platte unter dem ganzen Bau den genannten Bedingungen genügen könnte.

Entsprechend der Säulenordnung wurde die Fundamentplatte kreuzweise mit Rippen und drei Umfangersrippen geplant. Letztere sollten gleichzeitig als Unterlage für die aufgehenden Mauern dienen. Die ausgehobene Erde sollte auf die Fundamentplatte eingebracht und darauf Betonfußboden für das Erdgeschoß hergestellt werden. (Abbildung 2).

Nach Feststellung der Eigengewichte und unter Annahme der vollen in allen Geschossen gleichmäßig verteilten Belastung (Abbildung 3) und unter der Voraus-

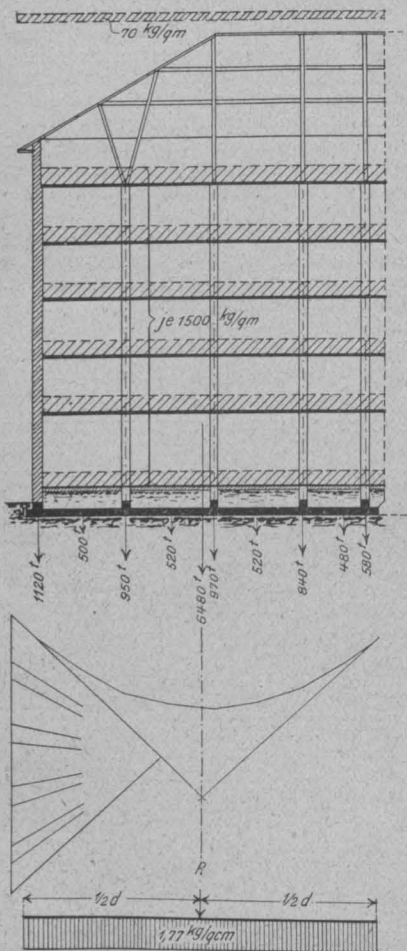


Abbildung 3 und 4. Belastungs-Ergebnisse bei gleichmäßiger Belastung in allen Geschossen.

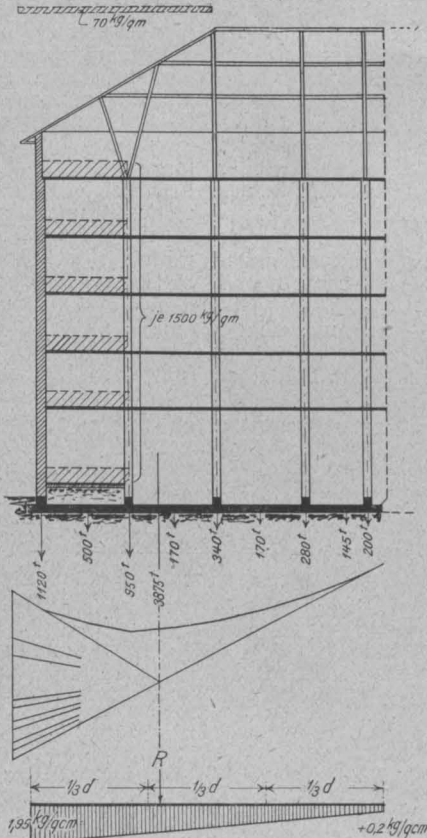
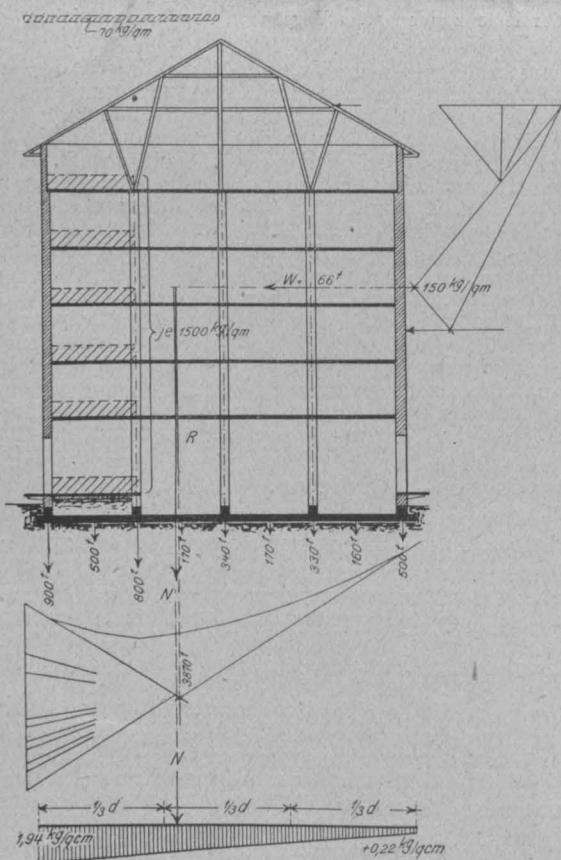


Abbildung 5 und 6. Volle Belastung in allen Geschossen zwischen Endsäulen und Außenwand.

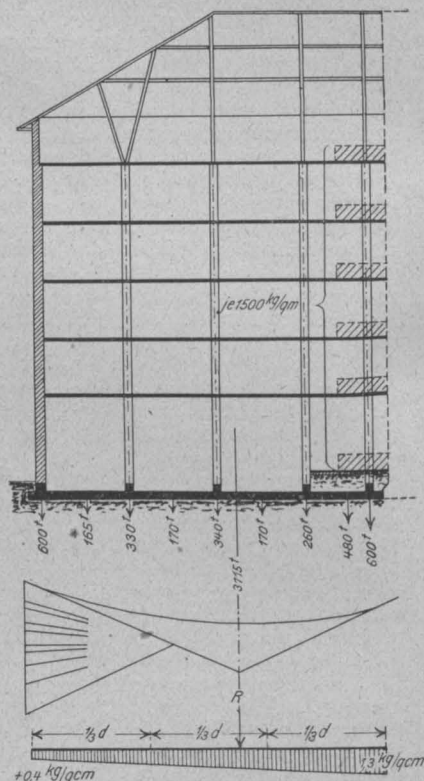
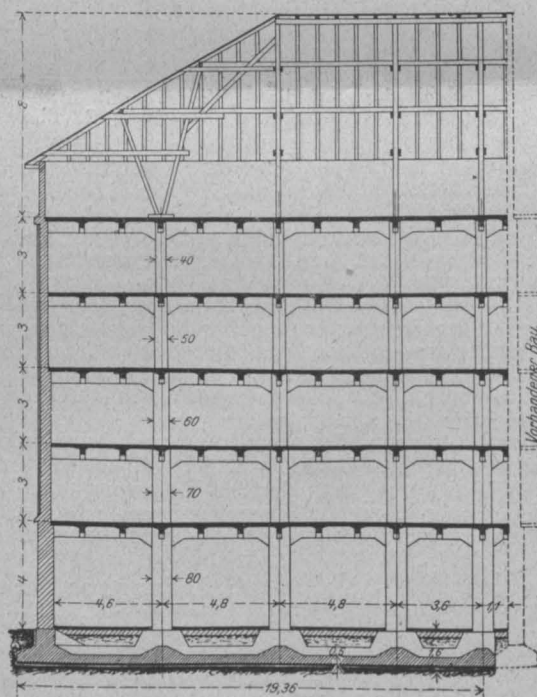


Abbildung 7 und 8. Volle Belastung in allen Geschossen an der inneren Endsäulen-Reihe.

Abbildung 9 und 10 (links). Belastungs-Anordnung in der Querrichtung. Einseitige Vollast in allen Geschossen zwischen äußerer Säulenreihe und Außenwand. Winddruck von der anderen Seite.



Abbildungen 1—10. Gesamtanordnung und Darstellung der Belastungs-Verhältnisse und der Bodenpressungen unter der Gründungsplatte eines Lagerhauses in Eisenbeton in Münster i. W.

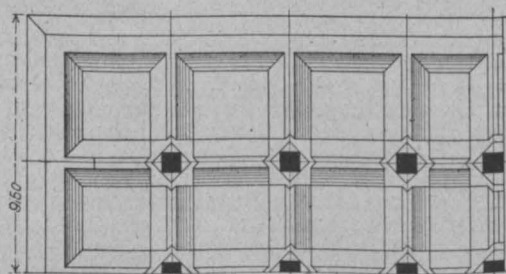


Abbildung 1 und 2. Längsschnitt und halber Grundriß des Lagerhaus-Anbaues.

setzung, daß die Fundamentplatte ein einheitliches Ganzes darstelle, ergab sich die Bodenpressung nahezu gleichmäßig mit 1,77 kg/qcm. (Vergl. Abbildung 4).

Nun wurden weitere Untersuchungen bei ungünstigsten Lastenstellungen angestellt und zwar:

1. Bei voller Belastung der Deckenfelder in allen Geschossen zwischen der Endsäulenreihe und der Außenwand, welcher als Gegengewicht entsprechendes Mauerwerk fehlt. (Abbildung 5). Die höchste Kantenpressung ergab sich hierbei zu 1,95 kg/qcm, die kleinste unter Berücksichtigung, daß bei etwaigem Bedarf die Ausschachtung der Erdauffüllung erfolgen könnte, immer noch zu + 0,20 kg/qcm, wie aus der graphischen Darstellung (Abbildung 6) ersichtlich ist.

2. Ferner bei voller Belastung der Geschosse an der Endsäulenreihe, welche an Stelle der fehlenden Mauerwand den Unterzügen als Auflager dienen sollen. (Abbildung 7). Hierbei betrug die höchste Bodenpressung 1,30 kg/qcm bis herab auf 0,40 kg/qcm, wie die graphische Darstellung (Abbildung 8) zeigt.

3. Und schließlich in der senkrechten zu den bezeichneten Untersuchungsrichtungen, wobei ebenfalls die volle Belastung der Geschosse zwischen Außenwand und nächster Säulenreihe angenommen und außerdem gleichzeitiger Einfluß des Winddruckes auf die entgegengesetzte Mauerfläche des freistehenden Gebäudes berücksichtigt wurde. (Abbildung 9). Wie aus der graphischen Darstellung (Abb. 10) ersichtlich, ergaben sich hierbei die Kantenpressungen von der ersten Untersuchung wenig abweichend.

Die Berechnung wurde analytisch durchgeführt und außerdem auf graphischem Wege nachgeprüft.

Nach den auf diese Weise ermittelten Bodenpressungen wurden die Abmessungen der Fundamentplatte festgelegt, wobei nach üblichen Verfahren die Platte als umgekehrte Decke angesehen wurde. Die Säulen-Enden wurden dabei als Stützenfüße ausgebildet. Abbildungen 11 und 12 zeigen die Gründungsplatte während des Betonierens und bei Herstellung der Stützenfüße.

Die Fundamentplatte faßte über 300 cbm Beton und wurde von der Firma Peter Büscher & Sohn in Münster i.W. bei ununterbrochener Arbeit in etwa

42 Stunden hergestellt, wodurch der Annahme einer einheitlichen, in voller Grundfläche durchlaufenden Gründungsplatte entsprochen wurde. —

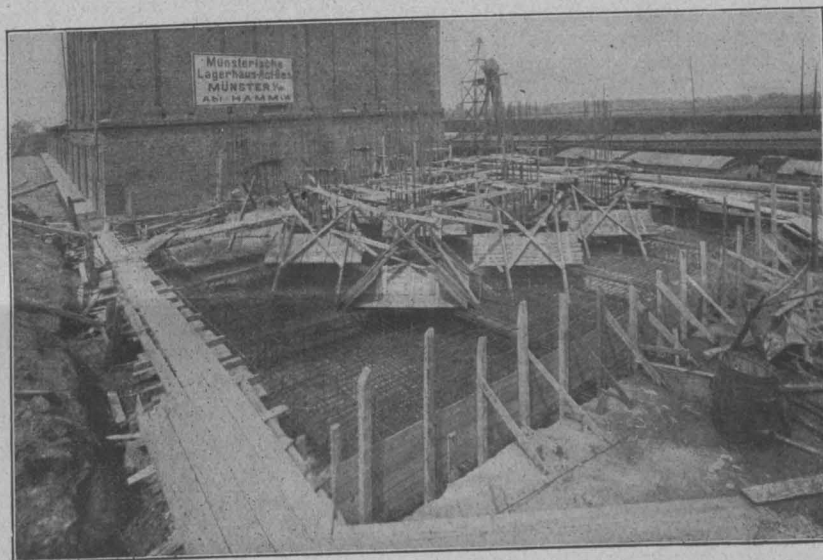
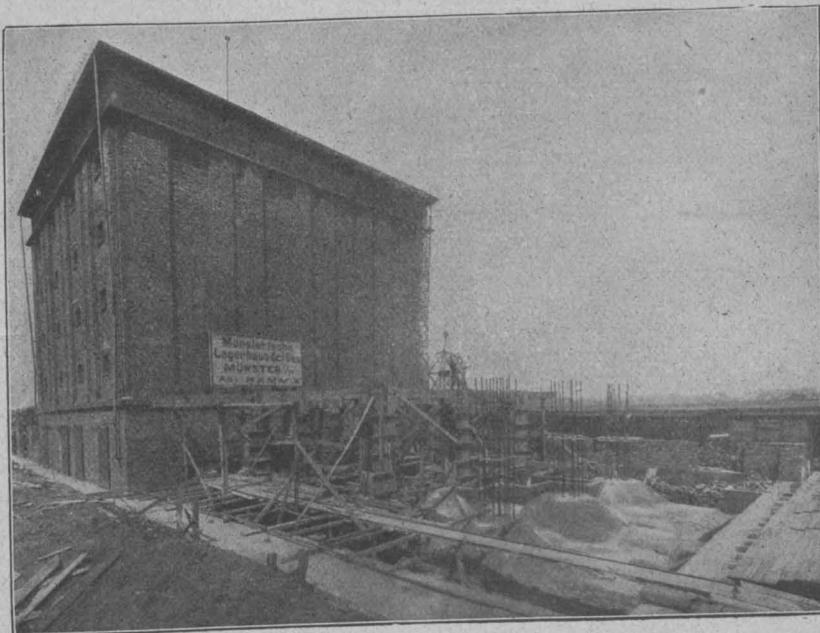


Abbildung 11 und 12. Ausführung der Gründungsplatte.

Berechnung kreisförmiger Ueberwölbungen. Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Magdeburg. (Schluß.)

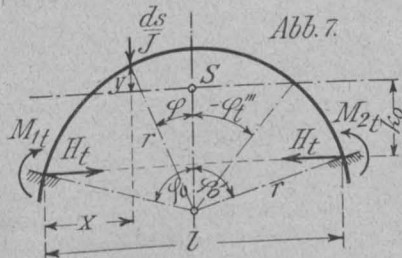
b. Einfluß der Wärmeänderungen.



ingespannte Gewölbe erleiden durch Wärmewechsel ziemlich bedeutende Spannungen, die niemals außer acht gelassen werden sollten; sie sind sehr oft die Veranlassung zu Rißbildungen in den Gewölben.

1. Gleichmäßige Erwärmung.

Wird ein kreisförmiges Gewölbe (Abbildung 7) gleichmäßig um t^0 erwärmt, so erzeugt es nach dem H. d. I. II, 5, S. 108, Gleichung 363 einen Horizontalschub



$$H_t = \frac{2 E J \omega t \varphi_0 \sin \varphi_0}{r^2 (\varphi_0 (1 + \delta) [\varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0] - 2 \sin^2 \varphi_0)} \quad 17a)$$

Und wenn wie früher $\delta = 0$ gesetzt wird

$$H_t = \frac{E \omega J t}{r^2} \cdot \frac{2 \varphi_0 \sin \varphi_0}{\varphi_0^2 + \varphi_0 \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 - 2 \sin^2 \varphi_0} \quad 17b)$$

$$\text{Ganz allgemein } H_t = \frac{E \omega J t}{r^2} \cdot \dots \dots \dots 17c)$$

wenn α den Wert des Bruches in Gl. 17b angibt, der nur vom halben Zentriwinkel φ_0 des Stichbogens abhängig ist. In der unten folgenden Zusammenstellung VII sind die Werte α für die früher benutzten Winkel φ_0 angegeben.

Das Einspannmoment am linksseitigen Kämpfer ist nach Gleichung 364 derselben Quelle

$$M_1 = \frac{E J (c_2 + c_1 r \cos \varphi_0)}{2 r^2 \sin \varphi_0} - V_1 r \sin \varphi_0 + \frac{H (\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0) r}{2 \sin \varphi_0} \dots \dots \dots 18a)$$

Im vorliegenden Falle ist aber

$$V_1 = A = 0, c_1 = \Delta \varphi_0' - \Delta \varphi_0 = 0, c_2 = \Delta x' - \Delta x_0 = \Delta l = -\omega t l = -2 \omega t r \sin \varphi_0,$$

und mit Benutzung der Gl. 17c folgt

$$M_{1t} = -\frac{2 E J \omega t r \sin \varphi_0}{2 r^2 \sin \varphi_0} + \frac{E J \omega t}{r^2} \cdot \frac{(\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0) r}{2 \sin \varphi_0}$$

$$M_{1t} = -\frac{E \omega J t}{r} \left(\alpha \frac{\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0}{2 \sin \varphi_0} - 1 \right) \dots \dots 18b)$$

Setzt man nach Gl. 17c wieder $\frac{E \omega J t}{r} = H_t \frac{r}{z}$, so wird

$$M_{1t} = H_t r \left(\frac{\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0}{2 \sin \varphi_0} - \frac{1}{z} \right)$$

Und wenn auch noch der Wert für z aus Gl. 17b entnommen wird

$$M_{1t} = H_t r \left(\frac{\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0}{2 \sin \varphi_0} - \frac{\varphi_0^2 + \varphi_0 \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 - 2 \sin^2 \varphi_0}{2 \varphi_0 \sin \varphi_0} \right)$$

$$M_{1t} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 \right) \dots \dots 18c)$$

Allgemein

$$M_{1t} = H_t r \mu \dots \dots \dots 18d)$$

Die den früher benutzten Winkeln φ_0 entsprechenden Werte μ sind ebenfalls in der Zusammenstellung VII enthalten.

Weiter ergibt sich aus Abbildung 7, daß der Ausdruck

$$r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 \right) = \frac{r \sin \varphi_0}{\varphi_0} - r \cos \varphi_0 = k_0$$

den Schwerpunktsabstand des mit den gleichbleibenden elastischen Gewichten $\frac{ds}{J}$ behafteten Bogens in bezug auf die Kämpferverbindungsline darstellt.

Das Biegemoment an einer beliebigen Stelle des Bogensträgers, welcher der Zentriwinkel φ zugehört (Abbildung 7), wird nach dem H. d. I. II, 5, S. 106, Gleichung 355, wenn $G = 0$ und $V_1 = 0$ gesetzt werden,

$$M_x = M_1 - H r (\cos \varphi - \cos \varphi_0) \dots \dots 19a)$$

Führt man den Wert aus Gl. 18c ein, so folgt mit $H = H_t$

$$M_{xt} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 \right) - H_t r (\cos \varphi - \cos \varphi_0)$$

$$M_{xt} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right) \dots \dots 19b)$$

Insbesondere folgt für die Stelle, wo das größte Biegemoment für Eigengewicht auftrat, also für $\varphi = \varphi'$,

$$M_{\varphi' t} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi' \right) \dots \dots 19c)$$

Allgemein

$$M_{\varphi' t} = H_t r \beta \dots \dots \dots 19d)$$

Die den früheren Winkeln φ_0 entsprechenden Werte β sind ebenfalls in der Zusammenstellung VII angegeben, unter Beifügung der Werte φ' .

Das gleichzeitig im Gewölbescheitel auftretende Biegemoment folgt ebenfalls aus Gl. 19b, wenn $\varphi = 0$ gesetzt wird, und beträgt

$$M_{st} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right) \dots \dots \dots 20a)$$

Auch hier kann man setzen $r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - 1 \right) = k_0 - f$, und allgemein gilt $M_{st} = H_t r \sigma \dots \dots \dots 20b)$

Die den früher benutzten Winkeln φ_0 entsprechenden Werte von σ sind in der nachstehenden Zusammenstellung VII gegeben. Sind die Stellen festzulegen, wo das Moment zu Null wird, so folgt aus Gl. 19b

$$M_{xt} = H_t r \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right) = 0$$

oder $\cos \varphi = \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}$

Die hieraus bestimmten Winkel sind in Zusammenstellung VII unter φ_t''' angegeben. Die Winkel φ_t''' bestimmen auch diejenigen Bogenpunkte, in denen die durch den Schwerpunkt der Gewichte $\frac{ds}{J}$ gehende Achse den Bogensträger schneidet.

Für einen Wärmeabfall ($-t^0$) gelten auch die Zahlen der Zusammenstellung VII, aber mit entgegengesetzten Vorzeichen.

Nach den neuen amtlichen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 ist im Allgemeinen mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ \text{C.}$ zu rechnen. Ferner soll hiernach die Berechnung statisch unbestimmter Größen mit der Formänderungszahl

$$E = 210\,000 \text{ kg/qcm} = 2\,100\,000 \text{ t/qm}$$

$$\text{und der Wärmeausdehnungszahl}$$

$$\omega = 1:10^5 = 0,00001$$

Zusammenstellung VII.

Halber Zentriwinkel des Bogens φ_0	φ' für $M_{g \max}$	z +	μ +	β +	σ -	φ_t'''
20°	13° 50'	3020,212	0,04013	0,00882	0,02018	11° 32'
30°	19° 30'	594,323	0,08890	0,01229	0,04507	17° 16'
40°	26° 00'	186,980	0,15469	0,02194	0,07927	22° 58'
50°	32° 30'	75,970	0,23503	0,03443	0,12218	28° 37'
60°	38° 50'	36,222	0,32699	0,04802	0,17301	34° 13'
70°	45° 10'	19,256	0,42713	0,06410	0,23085	39° 43'
80°	51° 20'	11,065	0,53167	0,08053	0,29468	45° 09'
90°	57° 30'	6,721	0,63662	0,09932	0,36338	50° 28'

erfolgen; es ist somit

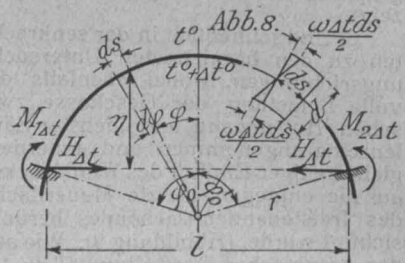
$$E \omega = 210\,000 \cdot 0,00001 = 2,1 \text{ für kg/qcm,}$$

$$\text{bzw. } 21\,000 \text{ für kg/qm, bzw. } 21,0 \text{ „ t/qm.}$$

2. Ungleichmäßige Erwärmung.

Bei den raumabschließenden Gewölben über Versammlungsräumen und dergl. kann zwischen der inneren und äußeren Gewölbeoberfläche ein bedeutender Wärmeunterschied auftreten, der ebenfalls Spannungen im Gewölbe bedingt, die unter Umständen zu berücksichtigen sind.

Nimmt die Wärme von der erhöhten Außenhaut des Gewölbes nach der inneren hohlen Seite desselben um Δt° zu, während die Bogen-Achse ihre ursprüngliche Länge beibehalten möge, so dreht sich bei einem fre gemachten, sich



zwanglos bewegenden Bogen jedes Bogenelement um (Abbildung 8)

$$\Delta d \varphi = \frac{\omega \Delta t ds}{d}, \dots \dots \dots 21)$$

wenn d die Stärke des Bogens angibt. Die Endpunkte des fre gemachten Bogens verdrehen sich gegeneinander um

$$c_1 = \Delta \varphi_0' - \Delta \varphi_0 = \int_0^l \Delta d \varphi$$

$$c_1 = \frac{\omega \Delta t}{d} \int_0^l ds = \frac{2 \omega \Delta t}{d} \int_0^{\varphi_0} r d \varphi = \frac{2 r \omega \Delta t}{d} \varphi_0 \dots \dots 22)$$

Die gleichzeitig auftretende Vergrößerung der Bogen-spannweite ist

$$c_2 = \Delta x' - \Delta x_0 = \Delta l = \int_0^l \eta \Delta d \varphi,$$

wenn $\eta = r (\cos \varphi - \cos \varphi_0)$ die auf die Kämpferverbindungsline bezogene Ordinate eines Bogenelementes ist. Es wird also

$$c_2 = 2 \int_0^{\varphi_0} r (\cos \varphi - \cos \varphi_0) \Delta d \varphi = 2 r \int_0^{\varphi_0} (\cos \varphi - \cos \varphi_0) \frac{\omega \Delta t ds}{d}$$

$$c_2 = \frac{2 r \omega \Delta t}{d} \int_0^{\varphi_0} (\cos \varphi - \cos \varphi_0) r d \varphi$$

$$c_2 = \frac{2 r^2 \omega \Delta t}{d} (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) \dots \dots 23)$$

Die Veränderung in der gegenseitigen Höhenlage der Auflager ist wegen der Symmetrie des Bogens

$$c_3 = \Delta y' - \Delta y_0 = 0$$

Die vorstehend festgelegten Auflagerbewegungen c_1 und c_2 werden durch die Lagerkräfte des Bogens verhindert, letztere müssen also gleich große, aber entgegengesetzte Bewegungen hervorbringen.

Der durch die Auflagerbewegungen erzeugte Horizontalschub des Bogensträgers wird nach dem H. d. I. II, 5, S. 108, Gl. 363 mit $\delta = 0$

$$H = \frac{E J [-\varphi_0 (c_2 + c_1 r \cos \varphi_0) + c_1 r \sin \varphi_0]}{r^2 [\varphi_0 (\varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0) - 2 \sin^2 \varphi_0]} \dots \dots 24a)$$

Führt man die in den Gl. 22 u. 23 gegebenen Werte, den Lagerkräften entsprechend, mit negativem Zeichen ein, so folgt, wenn der Nenner kurz mit N bezeichnet wird,

$$H_{\Delta t} = \frac{EJ}{N} \left[-\varphi_0 \left(-\frac{2r^2 \omega \Delta t}{d} (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) - \frac{2r \omega \Delta t}{d} \varphi_0 r \cos \varphi_0 \right) - \frac{2r \omega \Delta t}{d} \varphi_0 r \sin \varphi_0 \right]$$

$$H_{\Delta t} = \frac{EJ}{N} \cdot \frac{2r^2 \omega \Delta t}{d} \left(\varphi_0 \sin \varphi_0 + \varphi_0^2 \cos \varphi_0 - \varphi_0^2 \cos \varphi_0 - \varphi_0 \sin \varphi_0 \right)$$

Die Klammer hat den Wert Null, mithin ist

$$H_{\Delta t} = 0 \quad \dots \dots \dots 24b)$$

Außer $H_{\Delta t} = 0$ ist wegen der Symmetrie auch $V_{1\Delta t} = 0$ und das Einspannmoment am Kämpfer wird hiermit nach Gl. 364 des H. d. I. II, 5, S. 108

$$M_{1\Delta t} = \frac{EJ}{2r^2 \sin \varphi_0} (c_2 + c_1 r \cos \varphi_0) \dots \dots \dots 25a)$$

Setzt man wieder die Werte aus den Gl. 22) u. 23) mit negativem Vorzeichen ein, so folgt:

$$M_{1\Delta t} = \frac{EJ}{2r^2 \sin \varphi_0} \left(-\frac{2r^2 \omega \Delta t}{d} (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) - \frac{2r \omega \Delta t}{d} \varphi_0 r \cos \varphi_0 \right)$$

$$M_{1\Delta t} = -\frac{2r^2 \omega \Delta t EJ}{2r^2 \sin \varphi_0 d} (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0 + \varphi_0 \cos \varphi_0)$$

$$M_{1\Delta t} = -\frac{E \omega J \Delta t}{d} \dots \dots \dots 25b)$$

Für das Biegemoment an beliebiger Stelle des Bogenträgers folgt aus Gl. 355 des H. d. I. II, 5, S. 106 mit $V_1 = 0$, $H = 0$ und $G = 0$

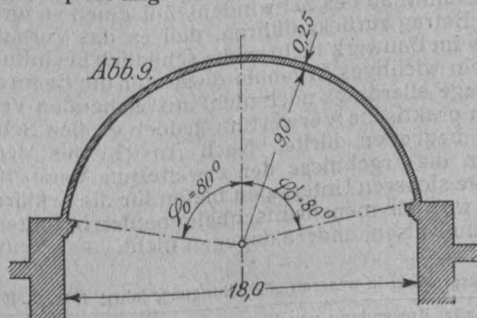
$$M_{x\Delta t} = M_1 = M_{1\Delta t} = -\frac{E \omega J \Delta t}{d} \dots \dots \dots 26)$$

d. h. der Wärmeunterschied innerhalb des Gewölbes bedingt an beliebiger Stelle des Bogenträgers ein Biegemoment gleich dem Einspannmoment am Kämpfer. Der Bogen krümmt sich also gleichmäßig nach innen, unter Beibehaltung der Kreisform, denn es ist $\frac{1}{\rho} = \frac{M_x}{EJ}$ ein unveränderlicher Wert, weil auch J einen gleichbleibenden Wert darstellt.

Ist umgekehrt die Außenhaut des Gewölbes um Δt° wärmer als die Innenhaut desselben, so sind in den vorstehenden Entwicklungen einfach die Vorzeichen umzukehren.

Erfährt bei einem Gewölbe die Außenhaut die Wärmezunahme t_a und die Innenhaut die Wärmezunahme t_i , so ist $\frac{t_a + t_i}{2} = t$ diejenige Wärmezunahme, welcher eine gleichmäßige Erwärmung des Bogens um t° entspricht. Andererseits ist $\frac{t_a - t_i}{2} = \Delta t$ derjenige Wärmeunterschied innerhalb der Gewölbestärke, welchem eine unveränderliche Länge der Bogenachse entspricht. Der Einfluß von $t = \frac{t_a + t_i}{2}$ ist daher nach $b_1)$ und der Einfluß von $\Delta t = \frac{t_a - t_i}{2}$ nach $b_2)$ zu ermitteln. —

Die gefundenen Formeln und Zahlen sollen nunmehr auf ein Beispiel angewendet werden.



Ein 18,0 m weiter Konzertsaal ist durch ein 25 cm starkes, kreisförmiges Eisenbetongewölbe überdeckt, dessen Kämpfern ein Zentriwinkel von 80° zugehört, wie Abbildung 9 zeigt. Die Kämpfer sind eingespannt.

Mittlerer Gewölbehalmmesser

$$r = 9,00 + \frac{0,25}{2} = 9,125 \text{ m.}$$

Eigengewicht für einen Streifen von 1,0 m Breite

$$\text{Gewölbe } 1,0^2 \cdot 0,25 \cdot 2400 = 600 \text{ kg}$$

$$\text{Putz und Verzierungen } 40 \text{ „}$$

$$g = 640 \text{ kg.}$$

Horizontalschub nach Gl. 3a bzw. Zusammenstellung I

$$H_g = g r h = 640 \cdot 9,125 \cdot 0,7169$$

$$H_g = 4180 \text{ kg.}$$

Auflagerdruck nach Gl. 5a bzw. Zusammenstellung II

$$A = V_1 = g r \varphi_0 = 640 \cdot 9,125 \cdot 1,3963$$

$$A = 8150 \text{ kg}$$

Einspannmoment am Kämpfer nach Gl. 7a bzw. Zusammenstellung II

$$M_1 = g r^2 z = + 640 \cdot 9,125^2 \cdot 0,069478$$

$$M_1 = + 3695 \text{ mkg.}$$

Das Größtmoment im Gewölbeschenkel tritt nach der Zusammenstellung III bei $\varphi' = 51^\circ 20'$ auf und wird nach Gl. 11a bzw. Zusammenstellung IV

$$M_{max} = g r^2 m = - 640 \cdot 9,125^2 \cdot 0,029578$$

$$M_{max} = - 1575 \text{ mkg.}$$

Scheitelmoment nach Gl. 12a bzw. Zusammenstellung IV

$$M_s = g r^2 s = + 640 \cdot 9,125^2 \cdot 0,025769$$

$$M_s = + 1370 \text{ mkg.}$$

Normalkraft am Kämpfer nach Gl. 15a bzw. Zusammenstellung V

$$N_k = g r k = + 640 \cdot 9,125 \cdot 1,49954$$

$$N_k = 8750 \text{ kg.}$$

Normalkraft im Gewölbeschenkel für $\varphi' = 51^\circ 20'$ nach Gl. 14a bzw. Zusammenstellung V

$$N_{\varphi'} = g r n = + 640 \cdot 9,125 \cdot 1,14746$$

$$N_{\varphi'} = 6710 \text{ kg.}$$

Normalkraft im Scheitel nach Gl. 15b

$$N_s = H_g = 4180 \text{ kg.}$$

Nach den neuen amtlichen Vorschriften, § 16, 1 darf das Trägheitsmoment unter Vernachlässigung der Eisenlagen berechnet werden, also

$$J = \frac{b d^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,25^3}{12} = 0,0013 \text{ m}^4.$$

Im Verhältnis zur Durchschnittswärme bei der Herstellung des Bogens möge eine Wärmeänderung von $\pm 15^\circ$ auftreten. Mit

$$E \omega = 21000 \text{ für kg qm}$$

folgt hierfür nach Gl. 17c bzw. Zusammenstellung VII

$$H_t = \frac{E \omega J t}{r^2} \cdot z = \frac{21000 \cdot 0,0013 \cdot (\pm 15) \cdot 11,065}{9,125^2}$$

$$H_t = \pm 54,5 \text{ kg.}$$

Einspannmoment am Kämpfer nach Gl. 18d bzw. Zusammenstellung VII

$$M_{1t} = H_t r \mu = \pm 54,5 \cdot 9,125 \cdot 0,53167$$

$$M_{1t} = \pm 264 \text{ mkg}$$

Moment im Gewölbeschenkel bei $\varphi' = 51^\circ 20'$ nach Gl. 19d bzw. Zusammenstellung VII

$$M_{\varphi'_t} = H_t r \beta = \pm 54,5 \cdot 9,125 \cdot 0,08053$$

$$M_{\varphi'_t} = \pm 40 \text{ mkg}$$

Scheitelmoment nach Gl. 20b bzw. Zusammenstellung VII

$$M_{st} = H_t r \sigma = \pm 54,5 \cdot 9,125 \cdot (-0,29468)$$

$$M_{st} = \mp 147 \text{ mkg.}$$

Normalkraft am Kämpfer nach Gl. 13

$$N_{kt} = H_t \cos \varphi_0 = \pm 54,5 \cdot 0,17365 = \pm 9,5 \text{ kg.}$$

Normalkraft im Scheitel

$$N_{st} = H_t = \pm 54,5 \text{ kg.}$$

Nach den neuen amtlichen Bestimmungen, § 15, 2 ist der Einfluß des Schwindens des Betons zu berücksichtigen und dem Einfluß eines Wärmeabfalles von 15° gleich zu achten. Entsprechend den vorstehend ermittelten Werten gilt somit

$$H_s = - H_t = - 54,5 \text{ kg, } M_{1s} = - M_{1t} = - 264 \text{ mkg,}$$

$$M_{\varphi'_s} = - M_{\varphi'_t} = - 40 \text{ mkg, } M_{ss} = - M_{st} = + 147 \text{ mkg,}$$

$$N_{ks} = - N_{kt} = - 9,5 \text{ kg, } N_{ss} = - N_{st} = - 54,5 \text{ kg.}$$

Tritt innerhalb der Bogenwandung auch noch ein Wärmeunterschied von $\Delta t = \pm 5^\circ$ auf, so folgt aus Gl. 25b bzw. 26, das an allen Stellen des Bogens gleiche Biegemoment

$$M_{x \Delta t} = - \frac{E \omega J \Delta t}{d} = - \frac{21000 \cdot 0,0013 \cdot (\pm 5)}{0,25}$$

$$M_{x \Delta t} = \mp 546 \text{ mkg.}$$

Bei ungünstigster Zusammenzählung erhält man für den Kämpfer:

$$H_k = + 4180 \text{ kg} + 54,5 \text{ kg} = 4235 \text{ kg,}$$

$$N_k = + 8750 \text{ kg} + 9,5 \text{ kg} = 8760 \text{ kg,}$$

Vermischtes.

Professor Dr.-Ing. E. Mörsch ist zum 1. Oktober d. Js. als Professor für Statik der Baukonstruktionen an die Technische Hochschule zu Stuttgart berufen worden. Er scheidet damit als unmittelbarer Mitarbeiter aus der A.-G. Wayß & Freytag in Neustadt a. d. Haardt aus, der er 15 Jahre angehört hat; als Berater in schwierigen und grundsätzlichen konstruktiven und statischen Fragen dürfte er der Firma aber auch weiterhin seine Dienste leihen. Mörsch ist im Jahre 1872 zu Reutlingen geboren, steht also jetzt im 44. Lebensjahre. Er studierte 1890–94 in Stuttgart, legte nach mehrjähriger Tätigkeit im Bereiche der Württemberg. Minist.-Abteilung für Wasser- und Straßenbau im Jahre 1899 die II. Staatsprüfung ab, war dann im Brückenbaubüro der Württemberg. Staatseisenbahn-Verwaltung beschäftigt, bis ihm i. J. 1901 die A.-G. Wayß & Freytag die Leitung ihres technischen Büros in Neustadt übertrug. I. J. 1904 folgte er einem Ruf als Professor für Statik, Brückenbau und Eisenhochbau an das Polytechnikum zu Zürich, blieb aber in enger Fühlung mit der Firma Wayß & Freitag, die ein besonderes, unter seiner Oberleitung stehendes technisches Büro in Zürich einrichtete. I. J. 1908 trat er dann als Vorstandsmitglied wieder ganz in die Firma zurück, der er bis heute angehört hat.

Was Mörsch in dieser Zeit auf praktischem Gebiet geleistet hat, kommt in den zahlreichen hervorragenden, in konstruktiver und statischer Beziehung gleich sorgfältig ausgebildeten Bauten, die von der Firma in allen Teilen der Welt ausgeführt worden sind, zu beredtem Ausdruck. Was er außerdem als Forscher auf dem Gebiete des Eisenbetons, als Mitbegründer der jetzt allgemein anerkannten theoretischen Grundlagen dieser Bauweise sowie als Fachschriftsteller bedeutet, darf als bekannt vorausgesetzt werden und ist durch seine i. J. 1912 erfolgte Ernennung zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber derselben Technischen Hochschule, in deren Lehrkörper er jetzt eintritt, anerkannt worden. So bringt er für sein neues Amt die erforderlichen Vorbedingungen mit, die aus seiner Lehr- und Forschertätigkeit nicht nur für die Technische Hochschule zu Stuttgart selbst, sondern für die technische Wissenschaft überhaupt eine Förderung und Weiterentwicklung erhoffen lassen. —

Fr. E.

Kaimauern auf Eisenbeton-Brünnen im Hafen von Halifax in etwa 14 m Wassertiefe sind nach ausführlichen Mitteilungen in der amerikanischen Zeitschrift „Engineering Record“ vom 22. Jan. und 17. Febr. d. J. ausgeführt worden. Die Brünnen sind teils unmittelbar auf den festen, und mit Beton abgeglichenen Fels gegründet, teils sind sie bei größerer Tiefenlage des Felsens auf einer Steinschüttung aufgesetzt. Die regelmäßig gestalteten Brünnen haben 6,65 m Breite und 9,45 m Tiefe erhalten und werden aus einzelnen Schichten von 1,23 m Höhe gebildet, die je 61 t Gewicht besitzen, an Land hergestellt und mittels Kranes versenkt wurden. Sie sind in 3 Reihen von Hohlräumen durchsetzt, also nach dem sogenannten Zellsystem ausgebildet, sodaß die mit Eisen bewehrten Außen- und Zwischenwänden nur je 20 cm Stärke aufweisen. Die Kasten haben an den Seitenflächen breite und tiefe Nuten, die nach Versetzung zweier benachbarter Brünnen mit Beton gefüllt werden, außerdem sind nahe den Stirnen noch besondere Nuten vorgesehen, in welche Führungspfähle eingreifen. Nach Versetzen der Brünnen werden auch die inneren Hohlräume in den unteren Schichten ganz mit Beton, in den oberen Schichten aber nur mit groben Steineinpackungen gefüllt. Die Vorbereitung des Untergrundes erfolgt mittels Taucherglocken von 11,5 · 7,5 m Grundfläche. Die Brünnen reichen in ihrem hinteren Teil bis zum H.-W.-Spiegel, der 2 m über N.-W. liegt. An der Wasserseite ist die Kaimauerverblendung bis N.-W. hinabgeführt und die Kaioberkante liegt rund 2,4 m über H.-W. Die Konstruktion bietet den Vorteil, daß besondere Gerüste oder Schwimmkrane nicht erforderlich werden, daß der Beton der Zellen erst erhärtet mit dem Seewasser in Berührung kommt und daß ein ungleiches Setzen ohne Schaden für den Bestand möglich ist. —

$M_k = + 3695 \text{ mkg} + 264 \text{ mkg} + 546 \text{ mkg} = 4505 \text{ mkg;}$
für den Scheitel:

$$N_s = + 4180 \text{ kg} - 54,5 \text{ kg} - 54,5 \text{ kg} = 4071 \text{ kg,}$$

$$M_s = + 1370 \text{ mkg} + 147 \text{ mkg} + 147 \text{ mkg} + 546 \text{ mkg} = + 2210 \text{ mkg.}$$

Vorstehende Zahlen lassen erkennen, daß Wärmeschwankungen innerhalb der Bogenwandung einen ziemlich bedeutenden Einfluß ausüben können. —

Der Einfluß längeren Naßhaltens auf das spätere Schwinden von Beton beim Erhärten an der Luft. In den „Mitteilungen des kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde“, Heft 1 Jahrg. 1916, veröffentlicht der Direktor des Amtes, Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff im Anschluß an die in Heft 23*) der Mitteilungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ niedergelegten Ergebnisse von „Untersuchungen über die Längenänderung von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel“ nunmehr das Ergebnis weiterer Messungen an den Probekörpern, die im Mai 1916 durchgeführt worden sind, also etwa 4½ Jahre nach Abschluß der ursprünglichen Versuche.

Die Versuchsdurchführung, die noch einmal in ihren Hauptpunkten kurz besprochen wird, zeigte in ihren Ergebnissen zunächst die bekannte Erscheinung, daß der Beton an der Luft erhärtet, schwindet, bei Wassererhärtungen sich ausdehnt. Sie ließ ferner erkennen, daß die Längenabnahme infolge Austrocknens der unter Wasser erhärteten Proben erst mehrere Tage nach deren Aufstellung an der Luft eintrat und daß die Längenabnahme bei gleich langer Trockendauer im allgemeinen umso geringer war, je länger die Proben vorher unter Wasser gestanden hatten. Vom Amt wurden dann die 1912 zunächst abgeschlossenen Beobachtungen noch auf Jahre hinaus ausgedehnt, um festzustellen, ob die lange unter Wasser erhärteten Proben bei Luftlagerung schließlich doch auf die gleiche Längeschwinden, wie die anfänglich nur wenige Tage unter Wasser erhärteten Proben. Nach den den Ausführungen beigegebenen Zusammenstellungen der Beobachtungen hatten die dauernd an der Luft erhärteten Proben ihre Länge seit 1912 nicht mehr geändert. Sie sind insgesamt um $323\% \cdot 10^{-4}$ geschwunden. Die Proben, die 196 Tage lang im Wasser s. Zt. erhärteten und sich während dieser Zeit um $328\% \cdot 10^{-4}$ ausdehnten, schrumpften bisher um $280\% \cdot 10^{-4}$ zusammen, zeigten also auch jetzt noch eine Dehnung um $48\% \cdot 10^{-4}$ gegenüber der ursprünglichen Länge unmittelbar nach dem Entformen. Auch bei den Proben, die erst an der Luft, dann längere Zeit im Wasser, und schließlich wieder an der Luft gelagert waren, machte sich noch heute, der Einfluß der ursprünglichen Behandlung in der Länge geltend, und ebenso bei den Körpern, die erst im Wasser erhärteten und dann an der Luft gelagert wurden. Diese Körper waren 3, 7, 28, 90, 196 Tage im Wasser gelagert und wurden dann der Luft ausgesetzt. Bei den Körpern bis zu 28 Tagen anfänglicher Wasserlagerung ist seit 1912 ein dem anfänglichen Quellen gleiches Schwinden eingetreten, bei 90-tägiger Wasserlagerung ist die Schwindung bis heute noch geringer geblieben als die anfängliche Ausdehnung, und zwar um $15\% \cdot 10^{-4}$. Jedenfalls war die Gesamtschwindung, bezogen auf die ursprüngliche Länge nach dem Entformen, durchweg um so geringer, je länger die anfängliche Wasserlagerung war. Ob das Schwinden schon jetzt im Wesentlichen sein Ende erreicht hat, ist aus den Versuchen leider nicht festzustellen, da die erforderlichen Zwischenmessungen, welche den Verlauf der Bewegungen kennzeichnen würden, nicht gemacht sind. Verfasser kommt aber nach den Versuchen zu der Vermutung, daß es möglich ist, durch ausreichend langes Naßhalten des Betons das Gesamtmaß des Schwindens auf einen so unwesentlichen Betrag zurückzuführen, daß es das Verhalten des Betons im Bauwerk nicht mehr schädlich beeinflusst. Das wäre ein wichtiges Ergebnis dieser für die Beantwortung der Frage allerdings noch nicht ausreichenden Versuche, dessen praktische Verwertung jedoch großen Schwierigkeiten begegnen dürfte. Nach Ansicht des Verfassers würden die Ergebnisse der erweiterten Versuche wohl aber die sicheren Unterlagen bieten für die Erklärung der Frage, weshalb manche Eisenbetonbauten beachtenswerte Risse aufweisen, andere dagegen nicht. —

*) Besprochen in unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1913, S. 168.

Inhalt: Anwendung von Eisenbeton-Brünnen bei Hafenbauten am Panama-Kanal. — Gründungsplatte eines Lagerhauses aus Eisenbeton. — Berechnung kreisförmiger Ueberwölbungen. (Schluß.) — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 18.

Eisenbeton-Straßenbrücke bei Tabarz (Thüringen).

Hierzu die Abbildungen S. 140.

Ausgeführt im Auftrag der A. E. G. Berlin von der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.
Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der ausführenden Firma.

Die elektrische Fernbahn Gotha — Tabarz, welche die A. E. G. Berlin durch ihre Gothaer Bahnbauabteilung z. Zt. ausführen läßt, soll die städtische Bevölkerung in kürzester Zeit in herrliche Waldgegenden führen, auf deren Charakter bei der Ausbildung der verschiedenen Kunstbauten Rücksicht genommen werden mußte. Außer Stützmauern bedeutenderen Umfanges sind verschiedene Brücken zur Ausführung gekommen, darunter eine kleine Straßenbrücke, die einige interessante Einzelheiten aufweist. Sowohl schönheitliche als wirtschaftliche Gesichtspunkte führten zur Auflösung des zuerst geplanten durchgehenden Gewölbes in 2 Bogenrippen von 3,5 m Achsabstand. Fahrbahnplatte und ausladendes Gesims bilden einen über die ganze Brückenlänge durchlaufenden mit Asphaltfilz isolierten Trog, der sich alle 1,5 m auf Querträger und durch diese wiederum auf Stützen auflegt, welche im mittleren Teil von den Gewölberippen getragen werden. Die Fahrbahnplatte wirkt als Windträger und überträgt die wagrechten Kräfte je auf die vorletzten Stützen, welche zur Aufnahme derselben als durchgehende Wände ausgebildet sind. Abbildung 1 bis 3, S. 140 zeigen die Konstruktion im Längs- und Querschnitt, sowie im Grundriß. Als Material für sämtliche Tragteile sowie die Brüstung, Abb. 4, ist Eisenbeton gewählt. Die Berechnung der Fahrbahnplatte bietet nichts Besonderes, und wird deshalb hier übergangen; dagegen dürfte die Berechnung der Gewölberippen interessieren, welche in recht einfacher Weise durchgeführt wurde. Bei der später vorgenommenen Probelastung mit einer 6 t schweren Walze ergab sich nur 0,15 mm Durchbiegung, was als entschiedener Beweis für die vorzügliche Wirksamkeit der gewählten eingespannten Bogenrippen angesehen werden darf. Die Berechnung ist

nach der in meiner Schrift „Der Gewölbebau, neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung“ (Verlag der Deutschen Bauzeitung*), angegebenen Methode durchgeführt, auf welche hier verwiesen werden muß; zur Erleichterung ist bei den einzelnen Ansätzen die Nummer der betreffenden Gleichung bzw. Abbildung in der angeführten Schrift in Klammern beigesetzt.

Daten für die Gewölbeberechnung:

Spannweite $l = 11,30 \text{ m}$	$l : f = 4,92$
Pfeil $f = 2,30 \text{ m}$	
Nutzlast $400 \text{ kg/qm} + 50\%$ Stoßzuschlag	$= 0,60 \text{ t/qm}$
Nutzbreite zwischen den Geländern	$= 4,20 \text{ m}$
Rippenbreite im Scheitel gewählt	$= 0,30 \text{ m}$
Gewicht der Fahrbahn samt Gesims und Brüstungen einschl. Querträger für 1 lfdm Brücke ergibt sich zu	$5,14 \text{ t/m}$
Das Gewicht der Zwischenkonstruktion (Eisenbetonstützen) für 1 cbm ausgefüllten Raum stellt sich auf	



Abbildung 8. Fertige Brücke über dem noch unfertigen Bahnkörper.

*) Der Gewölbebau, ein Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung von Dr.-Ing. Färber. Verlag der „Deutschen Bauzeitung“ 1916, Pr. geh. 2,80 M. —

$$\frac{2 \cdot 0,20 \cdot 0,25 \cdot 2,4}{1,5 \cdot 4,2} = \text{rd.} \dots \dots \dots 0,04 \text{ t/cbm}$$

Die Laboratoriumsfestigkeit des gewählten Betons (1 Zement : 2 T. Flußsand : 2 T. Porphyrsplitt) beträgt 300 kg/qcm, die Baufestigkeit also 300 : 2,5 = 120 kg/qcm, mithin die zulässige Beanspruchung $t = 120 : 2,5 \dots \dots \dots = 48 \text{ kg/qcm}$

Der Preis von 1 cbm Gewölbebeton samt Schalung und Rüstung geteilt durch den Preis von 100 kg Eisen fertig verlegt ergibt das Verhältnis $\dots \dots \dots 2,4$

Vorbereitung. Nachdem Spannweite und Pfeil an Hand von Skizzen bereits gewählt sind, hat die Vorbereitung noch die zweckmäßigen Scheitel- und Kämpferabmessungen zu bestimmen.

Die Nutzlast für 1 qm Rippe beträgt:

$\frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 4,2 : 0,3 = 4,2 \text{ t/qm}$; mithin die zweckmäßige Scheitelstärke:

$$d_0 = 2,7 \cdot 11,3 \sqrt{\frac{4,2}{4,92}} = \sim 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (64)$$

Schätzt man $N_k : N_0 = 1,3$ und vernachlässigt den Einfluß der Eiseneinlage auf die Trägheitsmomente, wählt man ferner aus Zweckmäßigkeitsgründen die Rippenbreite im Kämpfer größer, nämlich = 44 cm, so erhält man die Kämpferstärke aus der Gleichung

$$0,4 = q_k = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 30^3 \cdot 1,3 = \frac{24000}{d_k^3} \dots \dots (65)$$

hieraus $d_k = \sim 40 \text{ cm}$

Entwurfsberechnung. a) Gewölberippe. Nachdem nunmehr die Abmessungen des Scheitel- und Kämpferquerschnittes festliegen, ist das Ziel der Entwurfsberechnung die vollständige Bestimmung der Abmessungen, Formen und Eiseneinlagen der Bogenrippe, sowie die Berechnung der Fundamente.

Scheitelbelastung für 1 lfd. m Rippe

$$\text{halbe Nutzlast } \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot \frac{4,2}{2} = \dots \dots \dots 0,63 \text{ t/m}$$

$$\text{Fahrbahn Tafel } \frac{1}{2} \cdot 5,14 = \dots \dots \dots 2,57 \text{ "}$$

$$\text{Bogen } 0,30 \cdot 0,30 \cdot 2,4 = \dots \dots \dots 0,22 \text{ "}$$

$$\Sigma s = \dots \dots \dots 3,42 \text{ t/m}$$

Kämpferbelastung für 1 lfd. m Rippe

$$\text{halbe Nutzlast und Fahrbahn wie vor} \dots \dots \dots 3,20 \text{ t/m}$$

Zwischenkonstruktion i. M. 2 m hoch

$$2,0 \cdot 0,04 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,2 = \dots \dots \dots 0,17 \text{ "}$$

$$\text{Bogen im lotrechten Durchschnitt } 0,44 \cdot 0,40 \cdot 2,4$$

$$(N_k : N_0); \text{ wird } N_k : N_0 \text{ wieder} = 1,3 \text{ geschätzt,}$$

$$\text{so ergibt sich} \dots \dots \dots 0,55 \text{ "}$$

$$\Sigma s_k = \dots \dots \dots 3,92 \text{ t/m}$$

$$\text{daher } \alpha = \frac{3,92}{3,42} = (\text{etwas aufgerundet}) 1,1551 \dots \dots (9)$$

$$\text{also } \alpha' = 0,55 \dots \dots \dots (11)$$

$$\text{Schub } N_0 = \frac{3,42 \cdot 11,3^2 \cdot 2 \cdot 0,1511}{8 \cdot 2,3 \cdot 0,55^2} = 24,34 \text{ t} \dots \dots \dots (14)$$

$$\text{Auflagerdruck } V_k = \frac{3,42 \cdot 11,3 \cdot 0,57815}{2 \cdot 0,55} = 20,30 \text{ t} \dots \dots (15)$$

$$\text{Kämpferdruck } N_k = \sqrt{24,34^2 + 20,30^2} = 31,70 \text{ t} \dots \dots (16)$$

$$\eta = \frac{40}{30} \cdot \frac{31,70}{20,30} - 1 = 0,7365 \dots \dots \dots (18)$$

also halbe lotrechte Bogenstärke

$$\frac{1}{2} v = 150 (1 + 0,7365 \eta) \text{ (in mm)} \dots \dots \dots (13)$$

wobei die Bogenordinate η in Einheiten des Pfeiles der

$$\text{Gleichung } \eta = \frac{\text{Ref. } 0,55 \xi - 1}{1,551} \dots \dots \dots (12)$$

folgt.

Die Vertikalkraft an beliebiger Stelle ist

$$V = \frac{3,42 \cdot 11,3 \cdot \sin 0,55 \xi}{2 \cdot 0,55} = 35,2 \cdot \sin 0,55 \xi \text{ (in t)} \dots (15)$$

Das Biegemoment für den ganzen Rippenquerschnitt infolge einseitiger ungünstig gestellter Verkehrs- last und Temperatur an beliebiger Stelle ist:

$$M = M_p + M_t = \frac{2 \cdot 0,63 \cdot 11,3^2}{n} + 2 \cdot \frac{30^3}{230} \left(1 + 0,25 \cdot \frac{F_0}{d_0} \right) \cdot 0,3$$

In diesem Ansatz ist zunächst das Gleichung (41) entsprechende Temperaturmoment verdoppelt worden, da die Temperaturschwankung bei dünnen Rippen doppelt so hoch sein dürfte, als bei geschützten Gewölben (vergl.

die Ausführungen S. 7, Ziff. 3 der oben angegebenen Schrift), ferner mußte der Ausdruck noch mit der Rippenbreite 0,30 m multipliziert werden, da sich Gleichung (41) auf einen 1,0 m breiten Streifen bezieht. Ausgewertet erhält man, wenn man $F_0 : d_0 = 0,50$ schätzungs- weise einsetzt:

$$M = \frac{161}{n} + \frac{80}{\tau} \text{ (in mt)} \quad (37) \text{ u. } (41)$$

wobei die Zahlenwerte n und τ für jede beliebige Stelle des Bogens dem Graphikon Abbildung 6 der erwähnten Schrift entnommen werden.

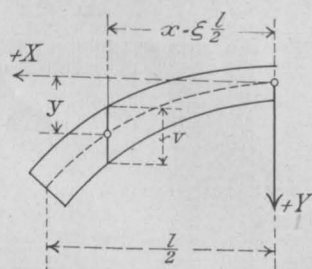


Abbildung 6.

Die weitere Ausrechnung erfolgt tabellarisch:

Tabelle 1: Abmessungen und Form des Bogens (Abb. 6)

Punkt	ξ	0,55 ξ	Ref. 0,55 ξ	η	y	$\frac{1}{2} v$
0	0,0	0,000	1,0000	0,0000	0	150
1	0,1	0,055	1,0015	0,0001	23	151
2	0,2	0,110	1,0061	0,0039	90	154
3	0,3	0,165	1,0136	0,0078	202	160
4	0,4	0,220	1,0243	0,0156	360	167
5	0,5	0,275	1,0381	0,2456	565	177
6	0,6	0,330	1,0549	0,3539	814	189
7	0,7	0,385	1,0750	0,4835	1112	203
8	0,8	0,440	1,0984	0,6343	1459	220
9	0,9	0,495	1,1250	0,8060	1854	239
10	1,0	0,550	1,1551	1,0000	2300	260

Tabelle 2: Eiseneinlagen ($t = 48 \text{ kg/qcm}$)

Punkt	$\sin 0,55 \xi$	V	N	M	e	d _g	b*	d	δ	δ'	μ	F
0	0,000	0	24,34	2,28	188	169	0,30	300	1,11	1,75	0,16	8,65
2	0,110	3,87	24,65	2,16	175	172	"	304	1,02	1,77	0,12	6,55
4	0,222	7,79	25,56	2,14	167	177	"	318	0,94	1,80	0,10	5,70
6	0,336	11,80	27,04	1,89	140	188	"	340	0,75	1,81	0,02	1,22
8	0,454	15,96	29,12	2,73	188	202	"	368	0,93	1,82	0,08	5,28
9	0,515	18,11	30,34	4,97	327	172	0,37	383	1,90	2,23	0,15	12,72
10	0,578	20,30	31,70	8,47	535	150	0,44	400	3,56	2,66	0,24	25,20
Dimension		t	t	mt	mm	mm	m	mm				qcm
Gleichung		(15)	(16)	(37) (41)	(42)	(43)*		(17)	(44)	(45)	Abb. (50) u. 12 (62)	

* Bemerkung: Da die Rippenbreite b nicht 1 m ist, so muß der

Ausdruck für d_g noch mit b dividiert werden, es ist also $d_g = \frac{N}{b \cdot t}$.

Die Wahl der Rippenbreite ist an sich freigestellt; aus dem Verlauf des Momentes ersieht man, daß erst von Fuge 8 an eine Verbreiterung der im Scheitel gewählten Breite von 0,3 m zweckmäßig ist.

Entsprechend Tabelle 1 ist das Lehrgerüst aufgerissen und die Stirnschalung angefertigt worden, während Tabelle 2 für die Austeilung der Eiseneinlagen benutzt wird, deren Anordnung Abbildung 1 und 5 zeigen.

b) Widerlager. (Abbildung 7.) Da beiderseits Sandsteinfels anstand, so konnte die Einspannung einfach durch Einlassen in den Fels erfolgen. Die Stützlinsenkraft $N_k = 31,70 \text{ t}$ wird von der Grundfläche des Widerlagerklotzes mit $0,70 \cdot 0,80 = 0,56 \text{ qm}$ aufgenommen, die Druckspannung beträgt also

$$\sigma_1 = 31,70 : 0,56 = 57 \text{ t/qm} = 5,7 \text{ kg/qcm.}$$

Abbildung 7.

Für die durch die Einspannung infolge des Kämpfermomentes M_k auftretenden Kräfte A und B bzw. für die dadurch hervorgerufene Beanspruchung des Felsens σ_2 ergibt sich Folgendes:

Entsprechend dem in der oben erwähnten Schrift als genügend zutreffend nachgewiesenen parabolischen Gesetz der Spannungsverteilung erhält man:

$$A = B = \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_2, \text{ mithin}$$

$$M_k = \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_2 \left(0,90 - 2 \cdot \frac{3}{8} x \right) = \sigma_2 (0,48 x - 0,40 x^2)$$

Nun kennt man zwar die tragende Strecke x nicht ohne Weiteres, allein man darf zuverlässig annehmen,

daß sich dieselbe so ergeben wird, daß die Tragfähigkeit zu einem Maximum wird. Es bestimmt sich also x aus $(0,48x - 0,40x^2)' = 0,48 - 2 \cdot 0,40x = 0$ zu $x = 0,60$ m, mithin

$$\sigma_2 = \frac{M_k}{0,48 \cdot 0,60 - 0,40 \cdot 0,60^2} = \frac{8,47}{0,144} = 59 \text{ t/qm} = 5,9 \text{ kg/qcm.}$$

Prüfung der Zweckmäßigkeit der Scheitelstärke und Rippenbreite. Durch die Berechnung Ziff. 3 und 4 ist der Bogen vollständig erledigt, und kann ohne Weiteres ausgeführt werden.

Es ist nun nicht uninteressant, zu prüfen, ob die gewählten Scheitelabmessungen auch wirklich die günstigsten sind. Hält man zunächst die Rippenbreite (0,30 m) fest, und wählt verschiedene Scheitelstärken, so erhält man folgendes Bild (B = Betonkosten samt Schalung und Rüstung für 1 cbm):

d_0	M_p	M_t	M	e	d_g	δ	δ'	μ	F_0	Kosten lfdm
0,20	0,99	0,39	1,38	114	169	0,68	1,19	0,37	13,3	0,172 · B
0,30	0,99	1,29	2,28	189	169	1,11	1,75	0,16	8,7	0,162 · B
0,40	0,99	3,06	4,05	333	169	1,97	2,37	0,12	8,7	0,192 · B

Versuche mit unter Druck erhärtetem Zementmörtel.

Probekörper 1 : 3, Alter 7 Tage

Versuche No.	13	14	15	16	17	18	19	20	21
I Pressung kg/qcm	1,0	2,1	5,2	10,3	20,7	51,6	103	155	207
I Raumgewicht	2,23	2,23	2,24	2,24	2,25	2,24	2,24	2,24	2,24
I Druckfestigkeit σ_p in kg/qcm	218	234	236	240	248	258	236	232	226
II Raumgewicht	2,22	2,22	2,22	2,23	2,22	2,20	2,20	2,21	2,22
II Druckfestigkeit σ_0 in kg/qcm	210	207	207	204	190	199	206	215	212
Verhältnis $\sigma_p : \sigma_0$	1,04	1,13	1,14	1,18	1,31	1,30	1,15	1,08	1,07

Zusammendrückung des Mörtels um 2,5 mm statt. Im Uebrigen weichen die Versuchsergebnisse dieser 1 Jahr später ausgeführten Versuche von den obigen zum Teil ab. Das Mittel aus beiden Reihen ergibt folgende Verhältnisse:

Druck auf die Probe beim Erhärten kg/qcm	1,0	2,1	10,3	20,7	51,6	103	155	207
Verhältnis $\sigma_p : \sigma_0$	1,05	1,15	1,23	1,27	1,29	1,11	1,13	1,10

Um Klarheit zu schaffen über die Frage hätten auch systematische Versuche mit anderen Mörtelmischungen, anderen Sanden, sowie in verschiedenen Altersstufen durchgeführt werden müssen. Es konnten aber nur noch einige Ergänzungsversuche vorgenommen werden, die aber z. T. mit den früheren Versuchen nicht ganz im Einklang standen. Die Unstimmigkeiten dürften z. T. in der Versuchsdurchführung begründet sein.

So ergaben Probekörper in 28 Tage Alter, bei 20,7 kg/qcm Druck erhärtet, zwar eine höhere Druckfestigkeit gegenüber den ohne Druck erhärteten, aber ein nicht unwesentlich geringeres Verhältnis $\sigma_p : \sigma_0$ als die entsprechenden Vorproben gleichen Alters, ja auch geringere als bei den nur 7 Tage alten Körpern. Das muß wohl auf Fehlern in der Versuchsdurchführung beruhen, die sich aber nicht nachprüfen ließen. Die Vorversuche ergaben für die 28 Tage alten Körper eine größere Festigkeitszunahme als bei 7 Tagen Alter. Der Verfasser des Berichtes vertritt daher die Ansicht, daß der absolute Betrag der Festigkeitszunahme bei 28 Tage Alter jedenfalls nicht kleiner ist als bei 7 Tagen Alter für dieselben Druckstufen.

Schließlich wurde noch eine Reihe von Versuchen angestellt, bei der man die Körper erst 24 Stunden in feuchter Luft erhärten ließ und sie dann erst 6 Tage lang unter Druck setzte. Es ergab sich dabei folgender Vergleich mit sofort nach dem Einformen unter Pressung gesetzten Zylindern:

Versuchs-No.	32	33	34	Bemerkungen
Druck p in kg/qcm	20,7	51,6	103	erst 24 St. Erhärtung, dann 6 Tage unter 20,7 kg/qcm Druck
$\sigma_p : \sigma_0$	1,16	1,16	1,51	
Hauptversuche $\sigma_p : \sigma_0$	1,27	1,29	1,11	Belastung gleich nach dem Einformen 7 Tage lang.

Danach ergibt der Druck auf den frischen Beton bis ungefähr 50 kg/qcm Pressung die höhere Festigkeit, wäh-

Die Festigkeit von Beton hängt bekanntlich in erheblichem Maße ab von der aufgewendeten Stampfarbeit, d. h. von dem auf eine Verdichtung der Betonmasse abzielenden Druck. Es ist demnach anzunehmen, daß auch ein während des Erhärtens auf den Beton ausgeübter allseitiger Druck, wie er z. B. im Inneren massiger Betonkörper, wie Stauwauern usw. herrschen muß, eine Erhöhung der Festigkeit herbeiführt. Hierfür den Nachweis durch den Versuch zu führen, hat sich das mechan. techn. Laboratorium der Techn. Hochschule zu München bemüht. Das Ergebnis der von Hrn. Prof. Schmeer angestellten Versuche ist in den „Mitteilungen“ genannter Anstalt Heft 33, Jahrg. 1915 niedergelegt.

Die Versuche sind allerdings nicht mit Beton, sondern mit Normalmörtel, d. h. erdfeuchtem Mörtel in 1 Gew.-Teil Portlandzement : 3 Gew.-T. Sand : 8,5 % Wasser, durchgeführt und zwar mit zylindrischen Probekörpern von 78,5 mm Durchm. und 70 mm Höhe, eingeschlossen in eine aus 5 mm starkem Mannesmannrohr hergestellte, an den Enden offene Büchse. Man wählte diese Form, um einen möglichst gleichmäßigen allseitigen Druck bei achsialer Belastung zu erzielen. (An Inhalt entsprechen diese Körper etwa Würfeln von 71 mm Kantenlänge.) Es wurden für jeden Versuch je 10 Probekörper hergestellt, von denen die Hälfte bald nach der Herstellung einem achsialen Druck ausgesetzt wurde, indem man die Zylinder, unter Zwischenschaltung kleiner Eisenplatten zwischen die Kopfenden des Betons, zu einer Säule zusammensetzte und dann in einer Presse einem gewissen Druck aussetzte. Die andere Hälfte der Probekörper wurde bis zur Prüfung ohne Druck in der Form belassen. Beide Körperreihen wurden dann nach 7- bzw. 28tägiger Erhärtung aus der Form herausgepreßt und dann in der Amsler'schen Druckpresse zerdrückt. So wurde für den Vergleich der Festigkeiten der Parallel-Versuche der Einfluß des Alters auf die Erhärtung ausgeschaltet.

Es wurden zunächst Vorversuche mit Drucken von 10000, 1000, 250, 10 kg entsprechend einer Belastung von 207; 20,7; 5,2; 0,21 kg/qcm angestellt, die für die 3 ersten Druckstufen eine Festigkeitserhöhung gegenüber den ohne Druck erhärteten Körpern um 25–42% bei merklicher Erhöhung des Körpergewichtes, also entsprechender Verdichtung des Mörtels, erkennen ließen. Bei der niedrigsten Druckstufe trifft das nicht mehr zu, die gefundenen Festigkeits-Unterschiede beruhen hier offenbar auf der Verschiedenartigkeit der Versuchsdurchführung.

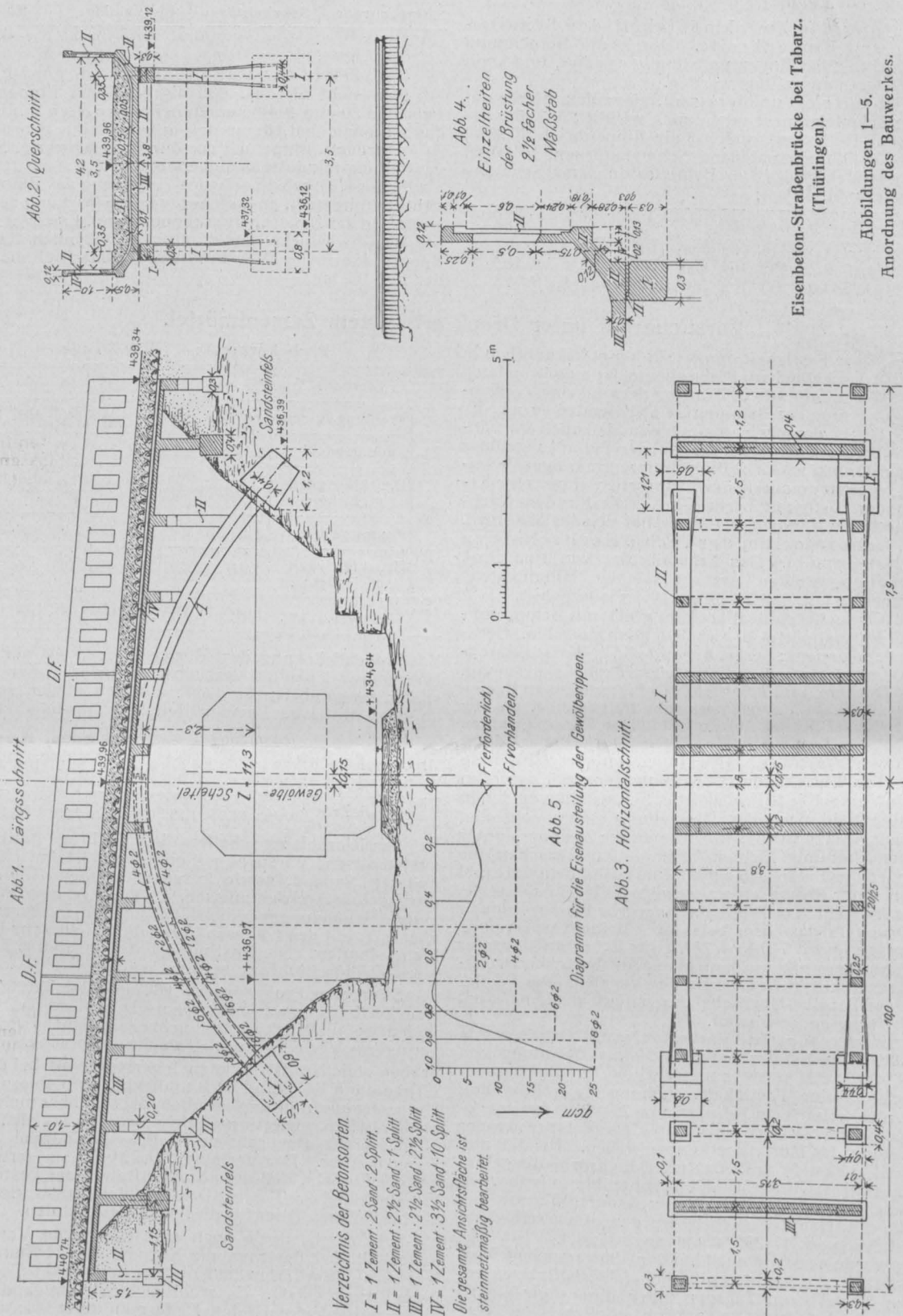
Bei den Hauptversuchen wurden 9 verschiedene Druckstufen von 1–207 kg/qcm angewendet. Die Belastung wurde also, wie auch bei den Vorversuchen, über die Festigkeit des unter gewöhnlichen Verhältnissen erhärteten Mörtels von 7 Tagen Alter hinaus gesteigert, also über in der Praxis tatsächlich mögliche Druckverhältnisse. Es ergaben sich dabei für 7 Tage alte Probekörper mit und ohne Pressung obestehende Werte.

Die Druckfestigkeit wird danach bis zu einer gewissen hier zwischen 20,7 und 51,6 kg/qcm während der Erhärtung ausgeübten Pressung entsprechend dieser gesteigert, sinkt dann aber wieder bei höherer Pressung. Das ist vielleicht darauf zurückzuführen, daß bei den hohen Pressungen viel Wasser aus der Form herausgedrückt und dem Mörtel während des Erhärtungsvorganges entzogen wird. Eine zur Kontrolle durchgeführte Versuchsreihe mit Drucksteigerung bis 310 kg/qcm (15000 kg) scheint das zu bestätigen. Es fand hier ein starker Wasseraustritt und eine

Um zahlenmäßige Werte für das Verhältnis des bei der Erhärtung einem allseitigen Druck ausgesetzten

Um zahlenmäßige Werte für das Verhältnis des bei der Erhärtung einem allseitigen Druck ausgesetzten

Mörtels zu einem ohne Druck erhärtenden zu gewinnen, reichen die Versuche nicht aus, daß aber unt. Umst. durch einen solchen Druck eine erhebliche Festigkeitssteigerung hervorgerufen werden kann, dafür führen sie den Nachweis. —



Ein Vorschlag zu einem neuen Talsperrensystem.

Von Dipl.-Ing. E. Groh, Reg.-Baumstr. in Zittau i. Sa.

Im letzten Jahrzehnt hat der Talsperrenbau einen ungeahnten Aufschwung genommen. Staat, Gemeinden und Körperschaften sind in der Anlage solcher Nutzbauten gleichermaßen interessiert. Wenn diese Sperren bisher auch hauptsächlich zur Wasserversorgung und als Hochwasserschutz angelegt wurden, ist nicht ausgeschlossen, daß sie in Zukunft mehr als bis

heute als Kraftquellen eine große Rolle spielen werden. In Sachsen ist kürzlich beschlossen worden, die Elektrizitätsversorgung zu verstaatlichen. Es sind im Laufe der Zeit große elektrische Kraftzentralen im Anschluß an schon aufgekaufte Kohlenfelder geplant. Als Mittelgebirgsland ist Sachsen ja gleich Bayern in der glücklichen Lage, als weitere Kraftquellen angestaute Wassermassen mit Vorteil zu benutzen. Vor allen Dingen da, wo Kohle

fehlt und von weit herangeschafft werden muß. Voraussetzung für solche Talsperren ist die, daß die angestauten Wassermassen zur Lieferung eines gewissen Kraftstromes jederzeit genügen. Es wird sich darum hauptsächlich um große Sperren handeln.

Es ist dann aber besonders erwünscht, daß die hohen Kosten solcher Großsperren möglichst niedrig gehalten werden. Ist doch den letzten beiden großen Talsperren in Sachsen, denen bei Malter und Klingenberg, im Landtag der Vorwurf der Kostspieligkeit im Verhältnis zum Nutzen nicht erspart geblieben. Unangenehme Erfahrungen hatte vorher Plauen i. V. mit seiner Sperre im Geigenbachtal erlebt. Ihre Herstellungskosten überstiegen den Anschlag um ein Bedeutendes. Dabei handelt es sich hauptsächlich um die reinen Herstellungskosten der Staumauer, die erfahrungsgemäß ein Drittel bis nahe an zwei Drittel der Gesamtkosten ausmachen. Bei der Möhnetalsperre z. B. entfallen 7 Millionen M. auf die Mauer, 10,5 Millionen auf Grunderwerb und Brücken nebst Straßen.

Abbildung 2.
Querschnitt.

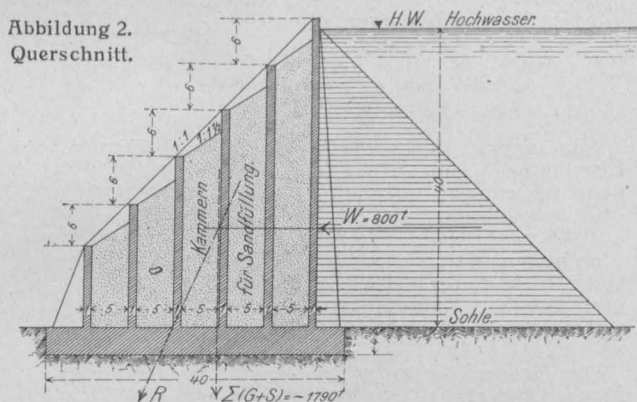


Abbildung 1.

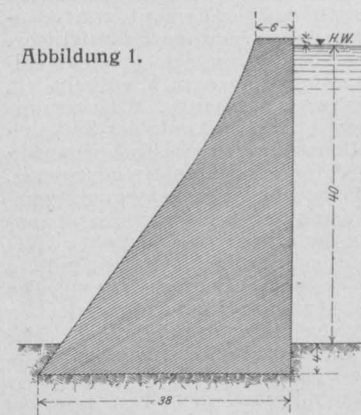
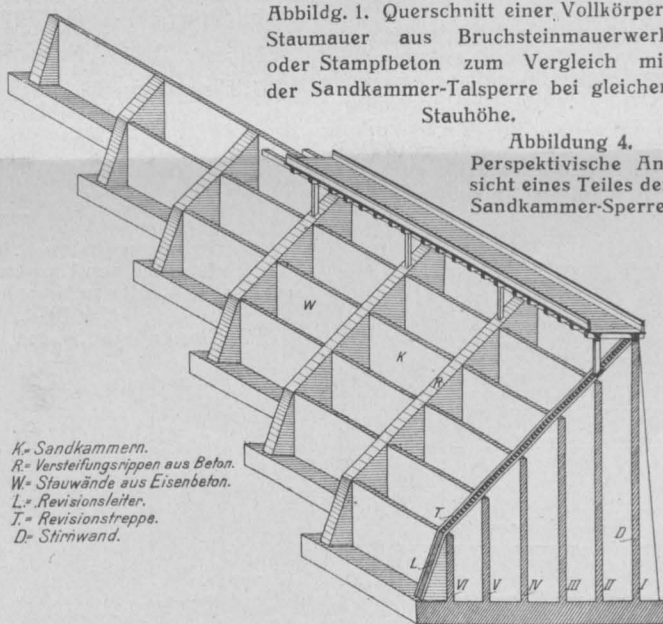


Abbildung 1. Querschnitt einer Vollkörper-Staumauer aus Bruchsteinmauerwerk oder Stampfbeton zum Vergleich mit der Sandkammer-Talsperre bei gleicher Stauhöhe.

Abbildung 4.
Perspektivische Ansicht eines Teiles der Sandkammer-Sperre.



K. Sandkammern.
R. Versteifungsrippen aus Beton.
W. Stauwände aus Eisenbeton.
L. Revisionsleiter.
T. Revisionsstreppe.
D. Stirnwand.

Abbildung 3.
Teil-Grundriß einer Sandkammer-Talsperre.

Ein Vorschlag zu einem neuen Talsperren-System.

Werden nun die zukünftigen großen Sperren weiterhin als Schwermauern hergestellt, wie sie Abbildung 1 zeigt (Querschnitt der Talsperre von Marklissa), so ist auf erhebliche Kostenersparnis nicht zu rechnen. Für unsere nächsten großen deutschen Talsperren nach dem Kriege wird die Kostenfrage aber eine ausschlaggebende Rolle spielen.

Für Talsperren größerer und größter Abmessungen wird man deshalb auf ein neues, billigeres System zu kommen müssen, auf das der gegliederten Mauer mit Baustoffersparnis. Als Baustoff kommt dann natürlich nur zug- und biegungsfestes Eisen oder Eisenbeton in Frage. Reines Eisen ist nach Lage der Dinge ausgeschlossen, es bleibt demnach nur der Eisenbeton.

Entwürfe reiner Eisenbetontalsperren sind schon seit längerer Zeit vorgeschlagen und wohl auch kleinere Sperren danach ausgeführt worden. Für große Talsperren erfüllen diese Vorschläge aber nicht die Bedingung voller Standsicherheit; solche Sperren müssen ferner in allen Teilen möglichst einfach, klar und bei aller Sparsamkeit doch massig sein.

Der in Skizzen dargestellte Vorschlag (Abbildung 2-4) zeigt nun eine neue Art von Gliederung, welche die Vorteile beider Systeme, die Standsicherheit von Schwermauern mit der Baustoffersparnis der gegliederten, zu vereinigen sucht. Darüber hinaus bietet sie Vorteile, die den anderen Systemen abgehen, auch den wuchtigen Schwermauern, die für die Ewigkeit berechnet erscheinen. Und doch sind zerstörende Kräfte am Werke, die gefährlicher sind als der große Wasserdruck, das sind der Wechsel von Wärme und Kälte, Nässe und Trockenheit. Bei großer Wärme oder Kälte treten im Mauerquerschnitt einer dicken Vollstaumauer erhebliche Temperaturspannungen auf.

Diesbezügliche interessante Untersuchungen nach amerikanischen Beobachtungen veröffentlichte „Beton und Eisen 1909“ S. 315 und 339 ff. (Wirkung des Temperaturwechsels auf Mauerwerk). Es wird darin gezeigt, daß Risse in einer starken Mauer infolge dieser Vorgänge unvermeidlich sind, selbst wenn die Mauer im Grundriß

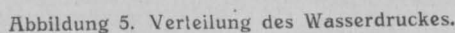
Bogenform erhält. Im Laufe der Zeit beginnt dann nach der mechanischen Zerstörung durch das eingedrungene Stau- und Niederschlagswasser die chemische. Bei den mächtigen Mauerstärken ist eine Kontrolle des gesamten Inneren ausgeschlossen, trotz etwaiger Schächte und Längsstollen.

Es liegt nun nahe, lose Massen zu solchen Staumauern zu verwenden, die gegen Wärme-Einflüsse infolge leichter Verschieblichkeit unempfindlich und außerdem im Inneren leicht zu kontrollieren. Für sich allein sind allerdings diese losen Massen wie Sand, Kies oder Klarschlamm nicht in der Lage, große Druckkräfte aufzunehmen, sie können aber druckfest gemacht werden, einfach dadurch, daß man sie mit einer zugkräftigen Hülle umgibt. Als solche treten hier die biegungsfesten Eisenbetonwände auf. Ein Abschluß nach oben ist wohl bei der Art der Kräftwirkung nicht notwendig, denn da, wo der größte Wasserdruck auftritt, der von der Füllung der Kammern auf die einzelnen Wände gleichmäßig zu übertragen ist, wird

auch der größte Widerstand infolge Reibung und Eigengewicht vorhanden sein. Weiter hat die Füllung die statische Wirkung zu übernehmen, die Staumauer vollständig kantungssicher zu machen, auch gegen etwaigen Auftrieb des Wassers. Das wird mit den billigsten Mitteln durch genügendes Ausfüllen mit dem an Ort und Stelle gefundenen Sand oder Kies erreicht; 1 cbm davon kostet ungefähr 3 M. (im verfüllten Zustand), gegen 20 bis 25 M. für 1 cbm fertiges Mauerwerk. Auch die bei den meisten Schwermauern teure und tiefe Gründung ist nicht in dem Umfang notwendig. Gegen Unterspülen eines flachen Fundamentes durch Druckwasser aus dem Stausee kann man sich ja durch eine schmale tiefgreifende dichte Mauerzunge schützen, wie sie auch bei Schwermauern angewandt worden sind.

Weitere Vorteile der Sandkammer-Sperre sind m. E. nach Folgende: Ein Kostenüberschlag zeigt, daß sie billiger in der Herstellung sind als Schwermauern. Dabei kann sicher nach dem vorher Gesagten an Gründungskosten noch gespart werden. In den zu vergleichenden Querschnitten (Skizze 1 und 4) ist der Einfachheit halber

Im nachfolgenden Kostenüberschlag ist eine Staumauer von rd. 40 m höchster Stauhöhe, entsprechend den Verhältnissen der Sperre bei Marklissa zugrunde gelegt. Abbildung 1 entspricht in ihren Abmessungen dem Querschnitt dieser Sperre. Die Annahme der Höhenabstufungen und damit die Anzahl der Wände nebst Entfernung der Rippen in Abbildung 2 ist willkürlich. Die Wandstärken ergeben sich dann nach folgender überschläglicher Berechnung:



W_1	auf AB ;	$p_1 = 3000$ kg/qm
W_2	" BC ;	$p_2 = 9000$ "
W_3	" CD ;	$p_3 = 15000$ "
W_4	" DE ;	$p_4 = 21000$ "
W_5	" EF ;	$p_5 = 27000$ "
W_6	" FG ;	$p_6 = 35000$ "

$$AB = \frac{p_1}{1} = q_1 = 3000 \text{ kg}$$

$$BC = \frac{p_2}{2} = q_2 = 4500 \text{ „}$$

142

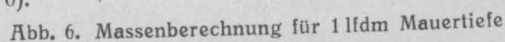
$$q_{\max} = 5800 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = \sim 6\,700\,000 \text{ cmkg},$$

Für die Eiseneinlagen folgt

$$f_0 = \sim 76 \text{ qcm.}$$

Die Massen der Mauer berechnen sich wie folgt (vgl. Abbildung 6).



- | | | |
|---------------|---------------------------------|-----|
| 1. Eisenbeton | $M_1 = 41 \cdot 1 \cdot 1 = 41$ | cbm |
| | $M_2 = 35 \cdot 1 \cdot 1 = 35$ | " |
| | $M_3 = 29 \cdot 1 \cdot 1 = 29$ | " |
| | $M_4 = 23 \cdot 1 \cdot 1 = 23$ | " |
| | $M_5 = 17 \cdot 1 \cdot 1 = 17$ | " |
| | $M_6 = 11 \cdot 1 \cdot 1 = 11$ | " |
| | $\Sigma M = 156$ | cbm |

$$F = 40 \cdot 2,5 \cdot 1 = \infty 100 \text{ cbm}$$

3. Rippenbeton 1 : 3 : 6 (Abbildung 7)

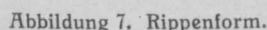


Abbildung 8. Sandfüllung.

$$J = \left[\frac{11 \cdot 4 + 41 \cdot 3}{2} + \frac{41 + 11}{2} \cdot 31 \right] 2$$

$$V = \frac{J}{12} = \infty 150 \text{ cb n}$$

4. Sand oder Kies zur Kammerfüllung (Abbildung 8).

$$\Sigma S = \infty 610 \text{ cbm}$$

a. Sandkammer-Sperre:

- | | | | |
|-----|-----|----------------|-------|
| 156 | cbm | Eisenbeton | |
| 150 | " | Rippenbeton | 1:3:6 |
| 100 | " | Gründungsbeton | 1:6:8 |
| 610 | " | Kies oder Sand | |

1 cbm Eisenbeton kostet, wenn die Bewehrung 1% beträgt,
= ~ 75 kg

1 cbm Beton fix und fertig = 20 M.

75 Eisen, je 100 kg = 30 M.

fix und fertig = 22,5 "

zus. ~ 43 M.

1 cbm Rippenbeton fix und fertig = 18 M.

1 cbm Gründungsbeton " an Ort " = 14 "

1 cbm Kies oder Sand, an Ort und
Stelle gefunden und eingebracht = 3 "

$K_k = 156 \cdot 43 = \sim 6700 \text{ M.}$

+ 150 · 18 = 2700 "

+ 100 · 14 = 1400 "

+ 610 · 3 = 1830 "

zus. 12630 M.

oder rd. 12700 M.

b. Schwermauer.

Querschnitt Abb. 9 ist der
der Marklissa-Sperre.

$$J = \frac{6 + 38}{2} \cdot 45 - \frac{2}{3} \cdot 56 \cdot 3$$

$$= \text{rd. } 880 \text{ cbm/lfdm.}$$

Der Preis für 1 cbm Talsperren-Mauerwerk schwankt innerhalb ziemlicher Grenzen. In günstigen Fällen, da wo gutes Steinmaterial an Ort und Stelle gefunden wird, hat man niedrige Einheitspreise. Das war z. B. bei Marklissa der Fall. 1 cbm Mauerwerk kostet hier rund 20,20 M. Bei der Möhnetalsperre steigt er schon auf rund 26,40 M. Rechnet man günstig 1 cbm zu rund 20 M, so kostet das lfdm Schwerstmauer

$$K_s = 880 \cdot 20 = \sim 17700 \text{ M.}$$

Vermischtes.

Die Eisenbeton-Bogenbrücke bei Langwies im Zuge der elektrischen Eisenbahn Chur-Arosa, die wir in der „Deutschen Bauzeitung“ Jahrg. 1915 S. 101 ff. im Zusammenhang mit der Schilderung des ganzen Bahnunternehmens kurz besprochen und durch eine Reihe von Aufnahmen der Brücke während des Baues und im vollendeten Zustand dargestellt haben, bildet den Gegenstand einer ausführlichen Veröffentlichung des Ob.-Ing. Dr.-Ing. Schürch

Der Unterschied zwischen beiden Mauern ist demnach
 $d = 17700 \text{ M.} - 12700 \text{ M.} = \text{rd. } 5000 \text{ M.}$

Rechnet man mit einer mittleren Länge $l = 150 \text{ m}$, entsprechend etwa der der Klingenberg-Sperre, so ergibt sich eine Ersparnis von $5000 \cdot 150 = 750000 \text{ M.}$

allein für die Sperrmauer. Die mögliche Ersparnis an Kosten für die Hochbauten ist dabei noch nicht einbezogen. Sie mögen sich aufheben gegen die Kosten der bei der Sandkammer-Mauer nicht berücksichtigten besonderen Straßenkonstruktion. —

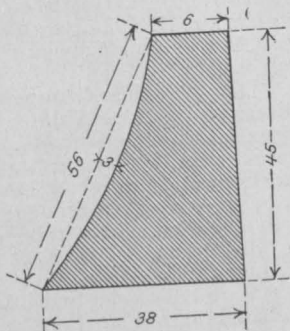
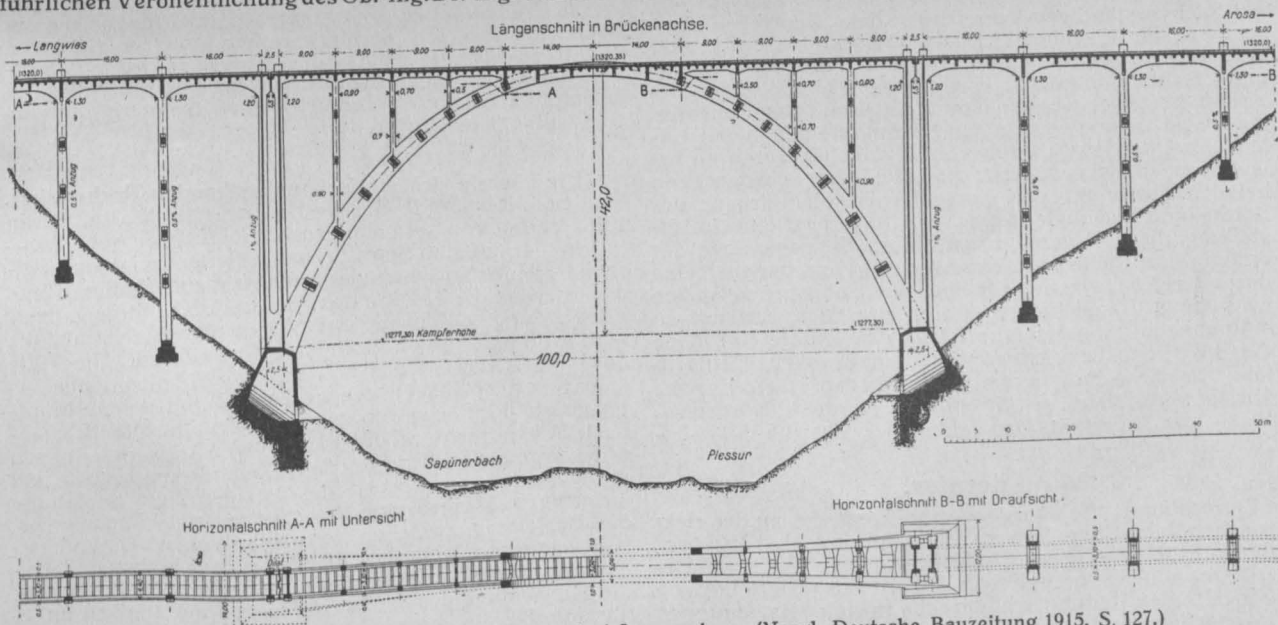


Abbildung 9.

Nachschrift der Redaktion. Wir haben den vorstehenden Ausführungen Raum gegeben, nicht weil wir darin schon einen in die Praxis ohne Weiteres übertragbaren Gedanken erblickten und durch die überschlägliche Berechnung den Nachweis der erheblichen Kostenersparnis bei völliger Sicherheit als erbracht betrachteten. Dazu bedürfte es eines für einen bestimmten Fall weiter durchgearbeiteten Entwurfes und der Erörterung einer ganzen Reihe von Fragen, die hier nur gestreift wurden. Wir betrachten den Vorschlag aber als eine zeitgemäße Anregung zur Prüfung der Frage einer Herabdrückung der hohen Kosten der Sperrmauern. Ob diese ohne Einbuße an Sicherheit auf dem vorgeschlagenen Wege erreicht werden kann, oder ob das, bei den neuen großen amerikanischen Talsperren, die sämtlich als massive Schwermauern in einer Art Beton-Mauerwerk ausgeführt werden, gewählte Verfahren einer Verbilligung der großen Mörtelmassen vorzuziehen ist, kann nur durch eingehende vergleichende Untersuchungen festgestellt werden.

Der soeben während Drucklegung der vorliegenden Arbeit erfolgte Bruch eines Staudammes im Isergebirge mit seinen verheerenden Folgen, trotzdem es sich hier nur um ein verhältnismäßig kleines Staubecken handelte, mahnt jedenfalls zur größten Vorsicht in der Frage der Verbilligung solcher Bauten. —

Pfeil ist 42 m, also das Verhältnis 1:2,38. Das Gewölbe der nur eingleisigen Brücke ist in 2 Bogenrippen aufgelöst, die im Scheitel nur 4 m, am Kämpfer, zur Erhöhung der Standfestigkeit gegen seitliche Kräfte, 6,7 m Achsabstand haben. Die Scheitelstärke der Rippen ist 1,2 m im Scheitel und 1,6 m am Kämpfer, bei 1—1,5 m Breite. Auch die Pfeiler der normal 16 m weit gespannten Anschlußöffnungen sind in durch Querriegel verbundene schlanke Eisenbeton-Doppelstützen aufgelöst. Trotz dieser weit-



Uebersichtsskizze des Talüberganges bei Langwies. (Vergl. Deutsche Bauzeitung 1915, S. 127.)

der ausführenden Firma Eduard Züblin & Cie., unter dessen Oberleitung Entwurf und Ausführung gestanden haben. Aus der Schrift, der gleichzeitig in dieser Nummer unter „Literatur“ eine kurze Besprechung zu Teil wird, seien zur Ergänzung unserer früheren Mitteilungen einige Angaben und Zahlen entnommen.

Die Brücke ist, wie aus der Uebersichtsskizze hervorgeht, die wir noch einmal abdrucken, mit 100 m Stützweite des Hauptbogens, an den sich beiderseits noch Balkenbrücken auf Stützen anschließen, die bisher weitest gespannte massive Eisenbahnbrücke und, da die Fahrbahn 70 m über Talsohle liegt, zugleich die höchste. Der

gehenden Gliederung schätzt der Verfasser das Eigengewicht solcher weitgespannten Eisenbeton-Brücken i. M. noch auf das 5fache desjenigen von Eisen-Brücken gleicher Spannweite und bis auf das 10fache der Verkehrslast. Die Gesamtlänge der Fahrbahn beträgt 287 m. Sie ist über den Hauptstützen an den Bogenenden durchschnitten und die Pfeiler daselbst sind doppelt ausgebildet, um entsprechende Ausdehnungsmöglichkeit zu beschaffen; im übrigen gestattet die Biegsamkeit der mit der Fahrbahn festverbundenen hohen Stützen und die Einschaltung einfacher Gelenke bei den niedrigen Stützen nahe dem Scheitel Beweglichkeit ohne wesent-

liche Spannungsvermehrung in den Stützen. Die bei mittlerer Temperatur 6 cm weiten Ausdehnungsfugen sind mit Schleifblechen überdeckt. Zur Uebertragung der Seitenkräfte an diesen Stellen greifen die Fugen zahnartig in einander. Die im Uebrigen steife Fahrbahn des Bogens überträgt die Windkräfte auf die Haupt-Doppelpfeiler, die daher vollwandig ausgebildet wurden.

Für die Beanspruchung des Betons waren 35 kg/qcm Druck- bzw. Zugspannungen für Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast, 45 kg/qcm unter Berücksichtigung aller ungünstigen Nebeneinflüsse (Temperatur und Schwinden, Temperaturwechsel um + 15 bis - 35° Cel. gegenüber mittlerer Temperatur) und 1000 bzw. 1200 kg/qcm Eisenspannung zugelassen, wobei für den Beton mindestens 180 kg/qcm Druckfestigkeit nach 28 Tagen, wenn plastisch hergestellt, 250 kg/qcm wenn erdfeucht, verlangt wurden. In den stark bewehrten Bogenrippen betrugen aber die Betonzugspannungen im ungünstigsten Querschnitt unter ungünstigsten Verhältnissen tatsächlich nur - 8,2 kg/qcm, die Eisenzugspannung 154 kg/qcm.

Das Lehrgerüst der Brücke zeigte einen 22 m hohen Eisenbeton-Unterbau, darauffächerförmige Holzkonstruktion; im Scheitel nur 8 m breit war für diese eine seitliche Verspreizung auf der Mittelunterstützung bis auf 18 m Breite durchgeführt. Die Kosten des ganz in Rundholz hergestellten Gerüsts machen einen sehr erheblichen Teil der Gesamtkosten des Bauwerkes aus. Verfasser führt an, daß man bei solchen weitgespannten Eisenbeton-Brücken mit 25% rechnen müsse, die wesentlich niedrigeren Angaben anderer Autoren seien nur für reine Stein- und Beton-Brücken zutreffend. Das Lehrgerüst erhielt im Scheitel eine Ueberhöhung um 7 cm. Es senkte sich aber bis zum Bogenschluß nur um rd. 3 cm. Der Bogen mußte im Winter auf der Rüstung bleiben. Im Frühjahr wurden weitere 10,8 mm Scheitelsenkung gemessen, die vorwiegend auf Beton-Schwindung zurückzuführen sein dürften. Bei Ausrüstung war eine weitere Senkung nicht zu beobachten. Außerdem aber wurden Beobachtungen des Bogenscheitels unter dem Einfluß der Temperatur gemacht; sie ergaben von Mitte Februar bis Ende Juni 1914 eine gesamte Scheitelerhöhung um 7-8 mm entsprechend einer Zunahme der mittleren Bogenwärme um 9-10%. Außerdem aber zeigten sich tägliche Schwankungen bis 6 mm infolge von Sonnenbestrahlung. Bei der Probelastung, die mit einem Zuge von 93 t Gewicht erfolgte, eine Lokomotive zu 30 t, 3 Güterwagen zu je 21 t, ergab sich bei schneller Ueberfahrt eine größte Scheitelsenkung um 2,4 mm. Die Gesamtkosten haben rd. 500 000 M. betragen.

Sachverständigen-Verzeichnis des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Der Ausschuß hat i. J. 1911 erstmalig ein Verzeichnis von Sachverständigen für Beton- und Eisenbetonbauten, geordnet nach Landgerichts-Bezirken, herausgegeben, das in erster Linie bestimmt war, die Heranziehung geeigneter Sachverständigen bei Unfällen bei der Ausführung von Eisenbetonbauten zu erleichtern, die aber überhaupt gute Dienste leisten kann bei der Gewinnung von Gutachtern in allen Fragen des Beton- und Eisenbetonbaues. Es liegt jetzt eine 2. Aufstellung dieses Verzeichnisses vor, die gegenüber der ersten wesentliche Erweiterungen zeigt und der auch eine besondere Liste von Zement-Sachverständigen beigegeben ist. Beide Verzeichnisse führen die Sachverständigen einmal nach Landgerichtsbezirken, das andere Mal nach den 9 Wirkungsbezirken geordnet auf, in welche Deutschland für diese Fragen eingeteilt worden ist (2 Bezirke Mittel-Deutschland, je 1 für Südost-, Nordost-, Nordwest-, West- und Südwest-Deutschland, 2 Bezirke für Süd-Deutschland).

Literatur.

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch, Berlin 1916, Verlag von Julius Springer. Preis 4 M. — Das mit 89 vorzüglichen Bildern ausgestattete Buch von 82 Seiten Umfang schildert den in vielen Beziehungen eigenartigen und hochinteressanten Bau des Langwieser Talüberganges, eines der größten z.Zt. bestehenden Eisenbetonbauwerke, in umfassender Weise und bietet dem Brückenbauer und Eisenbetonfachmann außerordentlich viel Anregung, Lehrreiches und Neues; es muß daher sein eingehendes Studium angelegentlichst empfohlen werden. Der reiche Inhalt gibt Folgendes: Allgemeine Angaben über die Chur-Arosa-Bahn, geologische Beschaffenheit des Schanfigtales und Wahl des Baustoffes für die Kunstbauten, Vergleich mit anderen großen Brücken. Den Entwurf behandeln die Abschnitte: Wahl des Tragsystems, allgemeine Anordnung des Bauwerkes, Grundlagen der statischen Berechnung und Berechnungsvorschriften, Garantie- und Uebernahme-Verpflichtungen. Die

Bauausführung betreffen die Kapitel über Einrichtung der Baustelle und Bauvorgang, die Gründungen, das Lehrgerüst der Hauptöffnungen, die Schalung und Rüstung der Seitenöffnungen, die Herstellung des großen Bogens. Die Abnahme wird in den Abschnitten Belastungsprobe, Betriebsaufnahme, Vollendungsarbeiten, Kosten behandelt. Das Buch legt bereites Zeugnis ab von deutscher Brückenbaukunst. — Dr.-Ing. H. Nitzsche.

Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstage gewidmet von E. Bähr, G. Barkhausen, F. Bohny, A. Föppl, W. Gehler, M. Grübler, F. Kögler, K. Hager, R. Mehmke, H. Spangenberg, F. Wittenbauer. Berlin 1916, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 8 M., geb. 9,50 M. —

Dies von einer Gruppe von Mohr's Schülern und Verehrern geschaffene Widmungswerk ist die Verwirklichung eines schönen Gedankens: den achtzigjährigen Forscher, Lehrer und Meister der Statik zu seinem 80. Geburtstage zu ehren und ihm einen Dank darzubringen für das, was er in segensreicher, langer Lebensarbeit der ganzen Fachwelt gegeben. Träger bekannter Gelehrtennamen sind es, die durch hervorragende Arbeiten Mohr ihre Huldigung darbringen.

Voran stellt der Schriftleiter Prof. Dr. Gehler Mohrs Lebensbild und führt uns in einer von 1860-1916 reichen Zusammenstellung von Mohrs wissenschaftlichen Arbeiten dessen großes Lebenswerk in 48 Marksteinen vor Augen. Bähr (†) schreibt in beherzigenswerten Worten über Anregungen zum Werdegang und Wirken eines Ingenieurs, Barkhausen über Aussteifung langer Druckglieder durch Hängewerke, Bohny über die Verwendung hochwertiger Stähle im Brückenbau, Föppl gibt einen Beitrag zur Berechnung des Ausnahmefachwerkes, Gehler eine Arbeit über Rahmenberechnung mittels der Drehwinkel, Grübler bearbeitet das Kriterium der Zwangsläufigkeit der Schraubenketten, Hager schreibt über Spannungen in gleichmäßig gedrückten Prismen, Kögler über Einflußlinien und Einflußpläne, Mehmke bringt neue Konstruktionen für Inhalt, Schwerpunkt und Mohr-Land'sche Trägheitskreise beliebig begrenzter ebener Flächen, Spangenberg bearbeitet allgemeine Beziehungen für die Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte bei Kraftangriff außerhalb des Kerns und Wittenbauer das Gleichgewicht ebener kinematischer Ketten.

Der Widmungsschrift, die 228 Seiten mit 140 Textabbildungen enthält, ist Mohr's Bild, ihn an seiner Wirkungsstätte als Hochschullehrer zeigend, vorangestellt.

Der reiche Inhalt an hochwertigen Beiträgen wird das Buch, das zugleich ein Merkzeichen trotz der schweren Zeiten unentwegt schaffender deutscher wissenschaftlicher Kraft ist, nicht allein in die Hand von Mohr's zahllosen Schülern und Verehrern tragen, sondern ihm eine weite allgemeine Verbreitung sichern. —

Dr.-Ing. H. Nitzsche.

Die Theorie des statisch unbestimmten Fachwerkes. Von Geh. Rat und Professor Dr.-Ing. Otto Mohr, Berlin 1916, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 1 M. —

In der kleinen Schrift von 24 Seiten zeigt uns Altmeister Mohr in bewundernswerter meisterhafter Kürze und Klarheit die Theorie des Fachwerkes in ihrer ganzen Entwicklung, aufgebaut auf Sätzen der Mechanik, die zum größten Teil von Mohr selbst herrühren. Die Fülle des Gegebenen wird schon aus der Inhaltsangabe ersichtlich; in 17 Abschnitten werden behandelt: die Hauptgleichung der Fachwerkstheorie, die Stabkräfte des statisch bestimmten und die überzähligen Stäbe des statisch unbestimmten Fachwerkes, das Formänderungsgesetz und die Formänderungsarbeit des letzteren, die Beziehung zwischen zwei elastischen Bewegungen eines Fachwerkes, die Beziehung zwischen Formänderungsarbeit und Arbeitsweg einer Knotenlast, das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit, das statisch unbestimmte Hauptnetz, die Anwendung der Fachwerkstheorie auf statisch unbestimmte Balken, Bogen- und Rahmenträger, wie Stützenmomente des durchgehenden Balkens (die aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten gefunden werden), der eingespannte Bogenträger.

Gehler sagt a. a. O. von dieser Schrift Mohrs mit Bezug auf den 80. Geburtstag des Meisters: „So hat sich Otto Mohr besser als andere es vermögen, seine Jubiläumsschrift in meisterhafter Form selbst geschrieben.“

Dr. Ing. H. Nitzsche.

Inhalt: Eisenbeton-Straßenbrücke bei Tabarz (Thüringen). — Versuche mit unter Druck erhärtetem Zementmörtel. — Ein Vorschlag zu einem neuen Talsperrensystem. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Elselen in Berlin.
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.